



TUGAS AKHIR – RC141501

**PERENCANAAN TAMPUNGAN AIR
UNTUK PEMENUHAN KEBUTUHAN AIR BAKU
KOTA SEMARANG**

BASUDIRA
NRP. 3111 100 122

Dosen Pembimbing
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR – RC141501

**PERENCANAAN TAMPUNGAN AIR
UNTUK PEMENUHAN KEBUTUHAN AIR BAKU
KOTA SEMARANG**

BASUDIRA
NRP. 3111 100 122

Dosen Pembimbing
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



FINAL PROJECT - RC141501

**WATER STORAGE DESIGN
FOR SEMARANG CITY'S WATER SUPPLY**

BASUDIRA
NRP. 3111 100 122

Supervisor
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Environmental and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN TAMPUNGAN AIR UNTUK PEMENUHAN KEBUTUHAN AIR BAKU KOTA SEMARANG

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh :
BASUDIRA
NRP. 3111 100 122**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Pembimbing I:

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

NIP. 196109271987011001



**SURABAYA
JANUARI 2018**

PERENCANAAN TAMPUNGAN AIR UNTUK PEMENUHAN KEBUTUHAN AIR BAKU KOTA SEMARANG

Nama : Basudira
NRP : 31 11 100 122
Jurusan : Teknik Sipil, FTSP - ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

Abstrak

Dalam penyediaan air untuk pemenuhan kebutuhan penduduk, Kota Semarang memiliki sumber mata air yang berasal dari beberapa daerah aliran sungai yang pada saat ini cakupan pelayanan air bersih Kota Semarang adalah sebesar 66%. Persentase ini akan ditingkatkan dengan memanfaatkan potensi sumber air lain yaitu pada Daerah Aliran Sungai krejo. Daerah aliran sungai yang merupakan bagian dari daerah aliran sungai Garang ini dapat dimanfaatkan dengan cara merencanakan tampungan untuk pemenuhan kebutuhan air penduduk Kota Semarang.

Langkah pertama dalam perencanaan ini adalah melakukan pengumpulan data-data. Data-data tersebut adalah data hidrologi, data klimatologi, data topografi, data jumlah penduduk. Langkah kedua adalah melakukan penentuan distribusi hujan berdasarkan data hujan. Hasil ini dapat digunakan untuk perhitungan debit rencana. Hasil perhitungan debit rencana dapat dilakukan untuk melakukan penelusuran banjir menggunakan metode tahap demi tahap (step by step). Langkah ketiga adalah menghitung kebutuhan air berdasarkan data jumlah penduduk. Berdasarkan hasil perhitungan kebutuhan air dan data topografi dapat digunakan untuk menentukan kapasitas tampungan. Langkah keempat adalah perencanaan hidrolika. Langkah terakhir adalah melakukan kontrol stabilitas terhadap perencanaan hidrolika.

Berdasarkan hasil perhitungan disimpulkan bahwa peningkatan cakupan pelayanan air bersih warga Kota Semarang pada tahun 2040 adalah sebesar 78%, kebutuhan air total adalah sebesar 420.636,61 m³/hari. Tubuh bendungan menggunakan urugan tanah dengan kemiringan hulu dan hilir tubuh bendungan sebesar 1 : 2, elevasi puncak berada pada elevasi +158.3, dasar bendungan berada pada elevasi + 95 dan tinggi jagaan pada tubuh bendungan sebesar 3 meter. Perencanaan bangunan dinyatakan aman terhadap gaya-gaya yang terjadi setelah dikontrol dengan perhitungan stabilitas.

Kata kunci : tampungan, waduk, semarang, krejo, air baku

WATER STORAGE DESIGN FOR SEMARANG CITY'S WATER SUPPLY

Name : Basudira
NRP : 31 11 100 122
Department : Civil Engineering, FTSLK - ITS
Promotor : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

Abstract

Percentage capability of Semarang City to fulfill water requirement is 66%. This percentage will be increased by finding other water sources around Semarang City. This water source is located on Kreo river basin. The Kreo river basin which is part of the Garang river basin can be used for improvement of water service in Semarang City

First step of water storage design is collection of data. The data is is hydrological data, topographical data, population data and geological data. Second step is determined rainfall distribution based on rainfall data. This can be used to calculation flood design. Flood design calculation result can be used to calculation flood rooting using step by step method. Third step is calculation water demand based on population data. Water demand calculation result and topographical data can used to determined reservoir capacity. Fourth step is designing water storage. And last step is doing stability analysis of water storage design.

Based on calculations, it can be concluded that the improvement of water service for Semarang City by 2040 is 78% with total water requirement is 420.636,61 m³/hari. The main dam uses earth-fill dam type with a slope of 1:2 for both of downstream and upstream. Top elevation of main dam at +158.30, and base dam at + 95.00. The freeboard of dam is 3 m. The main dam is declared safe from the forces that occur after being controlled with stability calculations in normal and flooded conditions.

Keywords : water storage, reservoir, semarang city, kreo

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Tuhan yang telah memberikan berkat, rahmat serta karunia-Nya, atas segala suri tauladan yang diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Tampungan Air untuk Pemenuhan Kebutuhan Air Baku Kota Semarang”.

Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis sangat menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Untuk itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak waktu, bimbingan dan saran dengan penuh kesabaran kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
2. Bapak Ir. Fuddoly, MSc selaku dosen wali dan seluruh dosen Jurusan Teknik Sipil ITS yang telah memberikan banyak ilmu terhadap penulis.
3. Bapak Tri joko Wahyu Adi, ST., MT.,Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil – FTSP ITS.
4. Kedua orang tua saya dan saudara-saudara saya yang selalu memberi dukungan berupa materi dan doa kepada saya.
5. Keluarga besar Sipil ITS.
6. Pihak-pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu yang telah memberikan dukungan dan doa untuk penulis.

Penulis menyadari bahwa masih banyak kekurangan dan kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari semua pihak untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.

Besar harapan penulis agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. Amin.

Surabaya, Januari 2018

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
<i>TITLE PAGE</i>	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan	2
1.5 Manfaat	2
1.6 Lokasi Studi	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Analisa Hidrologi.....	5
2.1.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.....	5
2.1.2 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Rencana	7
2.1.2.1 Metode Distribusi Pearson Tipe III	9
2.1.2.2 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III	10
2.1.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan Rencana	12
2.1.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square).....	12
2.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	15
2.1.4 Curah Hujan Efektif.....	18
2.1.5 Perhitungan Hidograf.....	19
2.1.6 Analisa Kebutuhan Air	21
2.1.6.1 Perhitungan Ketersediaan Air	21
2.1.6.2 Perhitungan Proyeksi Penduduk	21

2.1.6.3 Perhitungan Konsumsi Air Baku.....	22
2.1.7 Perhitungan Evaporasi.....	22
2.1.8 Analisa Volume Waduk	23
2.1.8.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk.....	23
2.1.8.2 Perhitungan Kapasitas Mati (<i>Dead Storage</i>)	24
2.1.8.3 Perhitungan Kapasitas Efektif.....	26
2.1.9 Penelusuran Banjir (<i>Reservoir Routing</i>).....	27
2.2 Analisa Hidrolika.....	29
2.2.1 Analisa Tubuh Bendungan	29
2.2.1.1 Perhitungan Tinggi Bendungan	29
2.2.1.2 Perhitungan Tinggi Bebas.....	30
2.2.1.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan	30
2.2.1.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi	31
2.2.2 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan.....	32
BAB III METODOLOGI	35
3.1 Studi Literatur	35
3.2 Pengumpulan Data	35
3.3 Penyelesaian Permasalahan	36
3.4 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	38
BAB IV ANALISA HIDROLOGI	39
4.1 Analisa Data Hujan	39
4.2 Analisa Distribusi Frekuensi	46
4.3 Uji Kecocokan Distribusi	51
4.3.1 Uji Smirnov-Kolmogorov.....	51
4.3.2 Uji Chi Kuadrat	56
4.3.3 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi	59
4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana	60
4.5 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	61
4.6 Perhitungan Hidrograf.....	64
4.7 Perhitungan Debit Banjir Periode Ulang.....	76
4.8 Analisa Kebutuhan Air.....	79
4.8.1 Perhitungan Proyeksi Penduduk.....	79

4.8.2 Perhitungan Kebutuhan Air Baku.....	80
4.9 Perhitungan Evaporasi.....	81
4.10 Analisa Ketersediaan Air	83
4.11 Analisa Keseimbangan Air.....	84
4.12 Analisa Volume Waduk	85
4.12.1 Lengkung Kapasitas Waduk.....	85
4.12.2 Kapasitas Mati	88
4.12.3 Kapasitas Efektif	89
4.12.4 Kapasitas Total	89
4.13 Penelusuran Banjir (<i>Reservoir Routing</i>).....	90
BAB V ANALISA TUBUH BENDUNGAN	95
5.1 Tinggi Bendungan.....	95
5.2 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan.....	95
5.3 Kemiringan Lereng Bendungan	96
5.4 Formasi Garis Depresi.....	97
5.4.1 Kondisi Muka Air Banjir	97
5.4.2 Kondisi Muka Air Penuh	99
5.4.3 Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage	100
5.5 Perhitungan Stabilitas Tubuh Bendungan	105
5.5.1 Kondisi Muka Air Kosong.....	106
5.5.2 Kondisi Muka Air Banjir	108
5.5.3 Kondisi Muka Air Penuh	110
5.5.4 Kondisi Muka Air Mati.....	112
5.5.5 Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas	114
BAB VI KESIMPULAN	115
DAFTAR PUSTAKA	117
LAMPIRAN	
BIODATA PENULIS	

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai k Distribusi Pearson Tipe III	10
Tabel 2.2	Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III	11
Tabel 2.3	Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Khuadrat	15
Tabel 2.4	Nilai Kritis Do Uji Smirnov-Kolmogorov	16
Tabel 2.5	Wilayah Luas Dibawah Kurva Normal.....	17
Tabel 2.6	Koefisien Pengaliran	18
Tabel 2.7	Kebutuhan Air Domestik	22
Tabel 2.8	Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran Sungai	25
Tabel 2.9	Karakteristik Daerah Pengaliran Sungai	25
Tabel 2.10	Standart Tinggi Ruang Bebas	30
Tabel 2.11	Tabel nilai sudut.....	32
Tabel 4.1	Koefisien <i>Thiessen</i>	39
Tabel 4.2	Curah Hujan Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Simongan.....	40
Tabel 4.3	Curah Hujan Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Gunungpati	41
Tabel 4.4	Curah Hujan Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Siumur Jurang	41
Tabel 4.5	Rekapitulasi Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan	42
Tabel 4.6	Perhitungan Hujan Rata-Rata Berdasarkan Stasiun Hujan Simongan	44
Tabel 4.7	Perhitungan Hujan Rata-Rata Berdasarkan Stasiun Hujan Gunungpati.....	44
Tabel 4.8	Perhitungan Hujan Rata-Rata Berdasarkan Stasiun Hujan Sumur Jurang	45
Tabel 4.9	Curah Hujan Rata-Rata Maksimum	46
Tabel 4.10	Perhitungan Parameter Statistik untuk Distribusi Normal, Distribusi Gumbel Tipe I, dan Distribusi Pearson Tipe III	47
Tabel 4.11	Perhitungan Parameter Statistik Logaritma	49
Tabel 4.12	Hasil Perhitungan Parameter Statistik.....	50

Tabel 4.13	Hasil Analisa Kecocokan Nilai Paramter Statistik .	51
Tabel 4.14	Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III	53
Tabel 4.15	Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III	55
Tabel 4.16	Batas Distribusi Pearson Tipe III	57
Tabel 4.17	Uji Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III	57
Tabel 4.18	Batas Distribusi Log Pearson Tipe III	58
Tabel 4.19	Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III....	59
Tabel 4.20	Kesimpulan Uji Kecocokan	59
Tabel 4.21	Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Distribusi Log Pearson Tipe III	61
Tabel 4.22	Koefisien Pengaliran	65
Tabel 4.23	Curah Hujan Efektif Periode Ulang	64
Tabel 4.24	Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jam an.....	64
Tabel 4.25	Ordinat Hidrograf Kurva Naik	66
Tabel 4.26	Ordinat Hidrograf Kurva Turun	67
Tabel 4.27	Ordinat Hidrograf Kurva Turun	68
Tabel 4.28	Ordinat Hidrograf Kurva Turun	69
Tabel 4.29	Hidrograf Banjir Periode Ulang 100 Tahun.....	76
Tabel 4.30	Proyeksi Jumlah Penduduk Kota Semarang	79
Tabel 4.31	Kebutuhan Air	80
Tabel 4.32	Data Klimatologi Stasiun Klimatologi Kota Semarang	82
Tabel 4.33	Tabel Perhitungan Evaporasi	83
Tabel 4.34	Debit Andalan Tampungan Air	84
Tabel 4.35	Tabel perhitungan Keseimbangan Air bulan Januari..	84
Tabel 4.36	Perhitungan Luas Area Tiap Elevasi Pada Kontur..	85
Tabel 4.37	Perhitungan Volume Tiap Elevasi Pada Kontur	87
Tabel 4.38	Perhitungan Elevasi, Tampungan dan Debit	91
Tabel 4.39	Perhitungan Penelusuran Banjir	91
Tabel 5.1	Koordinat Garis Depresi Muka Air Banjir	98
Tabel 5.2	Koordinat Garis Depresi Muka Air Penuh	99
Tabel 5.3	Koordinat Garis Depresi Muka Air Mati	101

Tabel 5.4	Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Kosong	106
Tabel 5.5	Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Banjir.....	108
Tabel 5.6	Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Penuh.....	110
Tabel 5.7	Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Mati	112
Tabel 5.8	Rekapitulasi Perhitungan SF	114

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Perencanaan Tampung Air	3
Gambar 2.1	Poligon Thiessen.....	6
Gambar 2.2	Grafik Hubungan Elevasi, Luas, dan Volume	24
Gambar 2.3	Penampang Tinggi Bendungan	30
Gambar 2.4	Garis Depresi	31
Gambar 2.5	Bidang Longsor Bendungan Urugan	32
Gambar 3.1	Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir....	38
Gambar 4.2	Grafik Unit Hidrograf Satuan Nakayasu	76
Gambar 4.3	Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun ...	79
Gambar 4.4	Gambar Double Mass Curve ...	85
Gambar 4.5	Lengkung Kapasitas Waduk ...	88
Gambar 4.6	Gambar Kurva Penelusuran Banjir	93
Gambar 5.1	Gambar Layout Bendungan.....	97
Gambar 5.2	Garis Depresi	97
Gambar 5.3	Garis Depresi Muka Air Banjir.....	102
Gambar 5.4	Garis Depresi Muka Air Penuh.....	103
Gambar 5.5	Garis Depresi Muka Air Mati	104
Gambar 5.6	Gambar Bidang Longsor.....	105
Gambar 5.7	Bidang Longsor Muka Air Kosong	107
Gambar 5.8	Bidang Longsor Muka Air Banjir.....	109
Gambar 5.9	Bidang Longsor Muka Air Penuh.....	111
Gambar 5.10	Bidang Longsor Muka Air Mati	113

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Air merupakan salah satu sumber daya alam yang memiliki peranan penting bagi kehidupan manusia. Sebagai salah satu sumber daya alam, keberadaan air perlu menjadi perhatian mengingat keberadaan air yang bisa dimanfaatkan sifatnya terbatas sedangkan kebutuhan manusia akan air merupakan kebutuhan yang sangat mendasar dan tidak terbatas. Masalah ini sejalan dengan perkembangan jumlah penduduk pada suatu daerah yang mengalami pertumbuhan dari tahun ke tahun. Oleh karena itu potensi sumber daya air pada suatu daerah seharusnya dapat dikembangkan agar semua potensi air yang ada dapat dihitung ketersediaannya sehingga diharapkan kemampuan suatu daerah dalam memenuhi kebutuhan air penduduknya dapat meningkat dari yang ada saat ini. Salah satu jenis pemanfaatan sumber daya air adalah dengan membangun sebuah tampungan air yang direncanakan sebagai pemenuhan akan tingkat kebutuhan air penduduk.

Dalam penyediaan air untuk pemenuhan kebutuhan penduduk saat ini, Kota Semarang memiliki sumber mata air yang berasal dari beberapa daerah aliran sungai disekitar daerah tersebut dengan cakupan pelayanan air bersih Kota Semarang pada saat ini adalah sebesar 66%. Persentase tersebut tentunya dapat ditingkatkan apabila terdapat potensi sumber daya air lain yang dapat dimanfaatkan sebagai sumber air untuk pemenuhan kebutuhan air penduduk mengingat pentingnya kebutuhan akan air bagi kehidupan manusia. Potensi sumber daya air tersebut terletak pada sungai Kreo. Daerah aliran sungai yang merupakan bagian dari daerah aliran sungai Garang ini dapat dimanfaatkan dengan cara merencanakan tampungan untuk pemenuhan kebutuhan air penduduk Kota Semarang.

Penyusunan Tugas Akhir ini adalah melakukan perencanaan tampungan air untuk pemenuhan kebutuhan air baku

warga Kota Semarang. sehingga melalui Tugas Akhir ini diharapkan kedepannya tingkat pemenuhan kebutuhan akan air baku warga Kota Semarang dapat meningkat.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka akan dirumuskan beberapa masalah, antara lain :

1. Berapa kebutuhan air baku warga Kota Semarang ?
2. Berapa ketersediaan air yang dapat dimanfaatkan ?
3. Berapa tingkat cakupan pelayanan air setelah adanya tampungan ?

1.3. Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir ini memiliki beberapa batasan permasalahan yang tidak akan dibahas antara lain:

1. Tidak membahas analisa ekonomi.
2. Tidak membahas mengenai metode konstruksi.
3. Tidak memperhitungkan volume pekerjaan pembangunan.

1.4. Tujuan

Dengan rumusan masalah tersebut di atas maka tujuan yang diharapkan adalah sebagai berikut :

1. Dapat mengetahui kebutuhan air baku warga Kota Semarang.
2. Dapat mengetahui ketersediaan air yang dapat dimanfaatkan.
3. Dapat mengetahui tingkat cakupan pelayanan air setelah adanya tampungan.

1.5. Manfaat

Tugas akhir ini diharapkan dapat merencanakan tampungan air yang memiliki manfaat sebagai salah satu sumber air untuk pemenuhan kebutuhan air baku sehingga tingkat cakupan pelayanan air baku warga Kota Semarang dapat meningkat.

1.6. Lokasi Studi



Gambar 1.1 *Peta Lokasi Perencanaan Tampang.*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrologi

2.1.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Curah hujan yang diperlukan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm.

Curah hujan wilayah harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan yang terletak di sekitar daerah yang bersangkutan. Ada tiga metode untuk perhitungan curah hujan rata-rata:

- a. Metode rata-rata aritmatik (aljabar).
- b. Metode Poligon Thiessen.
- c. Metode Isohyet.

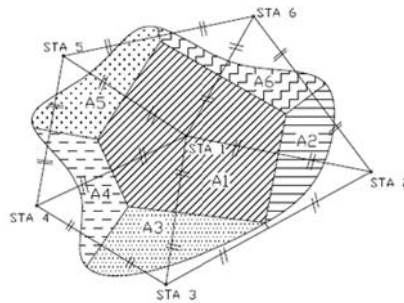
Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini akan digunakan Metode Poligon Thiessen untuk perhitungan curah hujan rata-rata. Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan di sekitarnya. Poligon Thiessen dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat (Gambar 2.1). Pada suatu luasan di dalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun yang terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada suatu stasiun mewakili luasan tersebut.

Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata, pada metode ini stasiun hujan yang digunakan untuk perhitungan adalah tiga stasiun hujan. Hitungan curah hujan rata-rata

dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.

Metode poligon Thiessen banyak digunakan untuk menghitung hujan rata-rata kawasan. Poligon Thiessen selalu tetap untuk suatu jaringan stasiun hujan tertentu. Apabila terdapat perubahan jaringan stasiun hujan seperti pemindahan atau penambahan stasiun, maka harus dibuat lagi poligon yang baru (*Triatmodjo*, 2008).

Hasil metode poligon Thiessen lebih akurat dibandingkan dengan metode rata-rata aritmatik. Cara ini cocok untuk daerah datar dengan luas 500-5.000 km².



Gambar 2.1 Poligon Thiessen

Curah hujan rata-rata dapat dihitung dengan persamaan 2.1 dibawah ini:

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.1)$$

(*Suyono Sosrodarsono*, 2006)

Dimana :

\bar{R} = curah hujan rata-rata (mm).

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan pada stasiun hujan (mm)

A_1, A_2, \dots, A_n = luas areal poligon 1, 2, ..., n (km²).

2.1.2 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Rencana

Sebelum dilakukan perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia, dicoba dahulu dilakukan penelitian distribusi yang sesuai untuk perhitungan. Masing-masing distribusi memiliki syarat yang harus terpenuhi, sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan syarat yang harus terpenuhi masing-masing tersebut. Ada beberapa jenis perhitungan distribusi hujan yang banyak digunakan dalam analisa hidrologi, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Distribusi Normal
2. Distribusi Log Normal
3. Distribusi Gumbel
4. Distribusi Pearson III
5. Distribusi Log pearson type III

Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang sangat penting untuk mengetahui sifat dari distribusi yang dapat digunakan. Hal tersebut meliputi rata - rata, deviasi standar, koefisien variasi, koefisien kemencengan, dan koefisien kurtosis.

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots \dots \dots (2.2)$$

(Soewarno, 1995)

Dimana :

X = nilai rata-rata

X_i = data dari sampel

N = jumlah data

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum(X - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.3)$$

(Soerwarno, 1995)

Dimana :

Sd = standart deviasi

N = jumlah data

X = nilai rata-rata

3. Koefisien variasi (Coefficient of Variation) :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \dots\dots\dots(2.4)$$

(Soerwarno, 1995)

Dimana :

Cv = koefisien variasi

Sd = standart deviasi

X = nilai rata-rata

4. Koefisien Kemencengan (Coefficient of Skewness)

$$Cs = \frac{\sum(Xi - \bar{X})^3 n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots\dots\dots(2.5)$$

(Soerwarno, 1995)

Dimana :

Cs = koefisien skewness

Sd = standart deviasi

X = nilai rata-rata

n = banyaknya data

Xi = data dari sampel

5. Koefisien Kurtosis (Coefficient of Kurtosis) :

$$Ck = \frac{\sum(Xi - \bar{X})^4 n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \dots\dots\dots(2.6)$$

(Soerwarno, 1995)

Keterangan :

Ck = koefisien kurtosis

Sd = standart deviasi

X = data dari sampel

\bar{X} = nilai rata-rata hitung

n = jumlah pengamatan

Sifat - sifat khas parameter statistik dari masing - masing distribusi yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut :

Jenis Distribusi	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$
	$C_k = 3$
Gumbel Tipe I	$C_s = 1.1396$
	$C_k = 5.4002$
Pearson tipe III	C_s, C_k fleksibel
Log Normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$
	$C_k = 5.383$
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik tersebut maka akan dapat dipilih persamaan distribusi yang dapat dipakai. Dari perhitungan Tugas Akhir ini, jenis distribusi yang dipakai adalah distribusi pearson tipe III dan Log pearson tipe III

2.1.2.1 Metode Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan Metode Pearson Tipe III dapat menggunakan persamaan :

$$X_t = \bar{X} + k.S \dots \dots \dots (2.7)$$

(Soewarno, 1995)

Dimana :

X_t = Curah hujan (diharapkan terjadi) untuk periode tertentu (mm)

\bar{X} = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

- S = Standar deviasi
 k = Faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III,
 yang didapat dari tabel fungsi Cs dan
 Probabilitas kejadian (**Tabel 2.1** Nilai k Distribusi
 Pearson Tipe III)

Tabel 2.1 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III

Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	2,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,000	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid
 1, Soewarno, 1995)

2.1.2.2 Metode Distribusi Log Pearson Type III

Untuk menghitung curah hujan dengan masa ulang tertentu. Dengan menggunakan persamaan di bawah ini maka dapat dihitung besarnya curah hujan rencana sesuai dengan periode ulangnya.

$$\text{Log} X_T = \text{Log} \bar{X} + K.Sd \log X \dots\dots\dots(2.8)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

Log XT = Hujan dengan masa ulang T

Log X = Curah hujan rata-rata

S = Standart Deviasi

K = Faktor distribusi Pearson tipe III

Tabel 2.2 Nilai k Log Pearson Tipe III

Koefisien Cs	Waktu Balik (Tahun)					
	2	5	10	25	50	100
	Peluang					
	50%	20%	10%	4%	2%	1%
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957
0.8	-0.132	0.775	1.336	1.998	2.453	2.891
0.7	-0.120	0.780	1.33	1.965	2.4	2.891
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.716	2.000	2.252
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.7	0.166	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806

-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197

*(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1,
Soewarno, 1995)*

2.1.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan Rencana

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan beberapa pengujian parameter, antara lain:

1. Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)
2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Apabila dari pengujian terhadap distribusi frekuensi bisa sesuai parameter uji keduanya maka perumusan persamaan tersebut dapat diterima.

2.1.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)

Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi – Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2.9)$$

*(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1,
Soewarno, 1995)*

Dimana :

χ_h^2 = parameter Chi – Kuadrat terhitung

G = jumlah sub – kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Prosedur uji distribusi curah hujan rencana dengan Chi – Kuadrat adalah :

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- 2) Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.

Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3.322 \log(n).$$

Dimana :

k = banyaknya kelas

n = banyaknya nilai observasi (data)

- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap – tiap sub grup
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- 5) Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

- 6) Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi – Kuadrat hitung.
- 7) Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

- Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.2. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $\chi_h^2 < \chi^2$

Dimana :

χ_h^2 : parameter Chi – Kuadrat terhitung

χ^2 : Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Tabel 2.3 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan						
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	50,892	53,672

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1,
Soewarno, 1995)

2.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya uji distribusi hujan rencana dengan Smirnov – Kolmogorov adalah sebagai berikut

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*) tentukan harga D_0

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.4 Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,3}}$	$\frac{1,22}{N^{0,3}}$	$\frac{1,36}{N^{0,3}}$	$\frac{1,63}{N^{0,3}}$

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1,
Soewarno, 1995)

Tabel 2.5 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9896	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno, 1995)

2.1.4 Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya huja yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju aliran sungai. Rumus yang digunakan untuk menghitung curah hujan efektif adalah:

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots \dots \dots (2.10)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

R_{eff} = curah hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada **tabel 2.6.** pada buku Bendungan Tipe Urugan (Suyono Sosrodarsono, 2006).

Tabel 2.6 koefisien pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran(C)
Pegunungan	0.75 – 90
Pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 – 0.75
Dataran pertanian	0.45 – 0.75
Dataran sawah irigasi	0.70 – 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 – 0.85
Sungai di dataran rendah	0.75 – 0.85
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 – 0.75

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Pada perhitungan dipakai angka pengaliran $C=0.7$. yaitu pada daerah yang ditinjau kondisi DAS nya adalah Pegunungan Tersier.

2.1.5 Perhitungan Hidrograf

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*runoff coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya digunakan hidrograf-hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau

Salah satu cara yang dapat digunakan untuk menghitung hidrograf adalah Metode Nakayasu. Metode Nakayasu dijabarkan secara umum seperti di bawah ini :

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots(2.11)$$

(*Hidrologi Teknik, C.D. Soemarto, 1987*)

Dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

C = koefisien resapan

A = luas DAS (km^2)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \rightarrow L < 15km \dots\dots(2.12)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \rightarrow L > 15km \dots(2.13)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots(2.14)$$

$$T_{0,3} = \alpha.t_g \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = satuan waktu hujan / *time duration* (diambil 1 jam)

α = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0,47(A \times L)^{0,25}}{t_g} \dots\dots\dots(2.16)$$

Prosedur untu menghitung persamaan unit hidrograf adalah seperti di bawah ini:

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots(2.17)$$

2. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots(2.18)$$

3. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots(2.19)$$

4. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2.20)$$

2.1.6 Analisa Kebutuhan Air

2.1.6.1 Perhitungan Ketersediaan Air

Analisa ketersediaan air adalah untuk mengetahui berapa jumlah debit yang ada di sungai yang akan dimanfaatkan, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang diperlukan. Metode yang digunakan adalah metode F.J.Mock

Metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada catchment sebagian akan hilang sebagai evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi direct run off dan sebagian lagi akan masuk ke dalam tanah (infiltrasi). Aliran dalam sungai adalah jumlah aliran yang langsung dipermukaan tanah (direct run off) dan base flow.

Metode Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah.

2.1.6.2 Perhitungan Proyeksi Penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksi pertumbuhan penduduk adalah Metode Geometri, dengan rumus sebagai berikut :

$$Pt = Po(1 + r)^t \dots\dots\dots(2.21)$$

(Ir. Sarwoko Mangkudiharjo, 1985)

Dimana :

Pt = jumlah penduduk pada t tahun mendatang

Po = jumlah penduduk pada awal tahun proyeksi

r = laju pertumbuhan rata – rata penduduk per tahun

t = banyak perubahan tahun

2.1.6.3 Perhitungan Konsumsi Air Baku

Kebutuhan air domestik menggunakan acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut :

Tabel 2.7 Kebutuhan Air Domestik

URAIAN	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Penduduk (x 1000 Jiwa)				
	> 1000	500 - 1000	100 - 500	10 - 100	3 - 10
	Metro	Besar	Sedang	Kecil	Desa
Konsumsi unit SR (Lt/org/hr)	190	170	150	130	100
Konsumsi unit HU (Lt/org/hr)	30	30	30	30	30
Kehilangan air sistem baru (%)	20	20	20	20	20
Kehilangan air sistem Lama (%)	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40
Faktor harian maksimum	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2
Faktor jam puncak	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2
Jam operasi (jam)	24	24	24	24	24
Volume reservoir /m3 (Kebutuhan harian rata-rata)	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20

(Dirjen Cipta Karya Dep. PU, 1998)

2.1.7 Perhitungan Evaporasi

Evaporasi merupakan factor penting dalam studi tentang pengembangan sumber-sumber daya air. Evaporasi sangat mempengaruhi debit sungai, besarnya kapasitas waduk, besarnya kapasitas pompa untuk irigasi, penggunaan konsumtif untuk tanaman dan lain-lain.

Besarnya faktor meteorologi yang mempengaruhi besarnya evaporasi adalah seperti radiasi matahari, angin, kelembaban dan suhu. Karena evaporasi dipengaruhi oleh berbagai faktor, maka sulit untuk menghitung evaporasi dengan suatu rumus. Akan tetapi, kesulitan itu telah mendorong orang-orang untuk mengemukakan banyak rumus salah satunya adalah rumus empiris Penman.

$$E = 0,35 (e_a - e_d) \left(1 + \frac{V}{100} \right) \dots\dots\dots (2.22)$$

(Hidrologi Pengairan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Dimana :

E = evaporasi (mm/hari).

e_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

e_d = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg).

v = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (mil/hari)

2.1.8 Analisa Volume Waduk

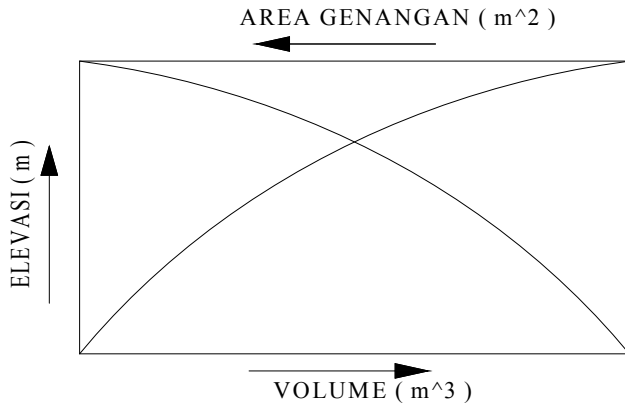
2.1.8.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Fungsi utama waduk adalah untuk memanfaatkan air pada musim penghujan, menampung air sehingga dapat dimanfaatkan pada musim kemarau. Volume total tampungan suatu waduk adalah volume total waduk yang meliputi kapasitas efektif dan kapasitas mati yang akan dijelaskan sebagai berikut:

- Kapasitas efektif adalah volume tampungan dari waduk yang dapat dimanfaatkan untuk melayani kebutuhan air yang ada
- Kapasitas mati adalah volume waduk yang terletak di bagian terbawah sebagai tampungan sedimen

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu waduk. Untuk menghitung luas waduk dihitung berdasarkan luasan tiap elevasi atau kontur, komulatif dari lengkung luas dan elevasi tersebut merupakan lengkung kapasitas waduk. Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata-rata pada elevasi tersebut dengan perbedaan antara dua elevasi tersebut. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk tersebut.

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.



Gambar 2.2 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

2.1.8.2 Perhitungan Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Salah satu metode perhitungan untuk memperkirakan volume sedimen-sedimen yang akan ditampung oleh waduk dalam kapasitas matinya sepanjang umur efektif waduk adalah dengan perhitungan perkiraan volume sedimen dengan menggunakan data dari waduk-waduk lapangan.

Apabila luas daerah pengaliran calon waduk lebih kecil dari 100 km² maka angka satuan sedimentasi dapat dicari dengan menggunakan tabel 2.9 yang dibuat berdasarkan hasil-hasil pencatatan yang sesungguhnya dari waduk-waduk lapangan yang telah dibangun.

Tabel 2.8 Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran Sungai

Topografi	Geografi	Daerah pengaliran (km ²)						
		2	5	10	20	30	50	100
Stadium permulaan pembentukan	zone A			100 - 300	300 - 800		800 - 1200	
	zone B			100 - 200	200 - 500		500 - 1000	
	zone C			100 - 150	150 - 400		400 - 800	
Stadium akhir pembentukan	zone A			100 - 200	200 - 500		500 - 1000	
	zone B			100 - 150	150 - 400		400 - 1000	
	zone C			50 - 100	100 - 350		300 - 500	
Stadium pertengahan	zone B	< 50	50 - 100		100 - 350		300 - 500	
	zone C	< 50	50 - 100				100 - 200	
Dataran yang stabil	zone B	< 50	50 - 100				100 - 200	
	zone C		< 50		50 - 100		100 - 200	

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Untuk karakteristik topografi dirumuskan dan dibedakan seperti yang tertera pada **tabel 2.9**

Tabel 2.9 Karakteristik Daerah Pengaliran Sungai

Karakteristik Topografi	Peningkatan Gejala Erosi Dalam Alur Sungai	Kemiringan Dasar Sungai	Perbedaan Elevasi dan Permukaan Laut	Lain-lain
Stadium permulaan pembentukan	Intensitas erosiya terbesar dengan proses penggerusan tebing sungainya	1/100-1/500	Lebih besar dari 500	Kemiringan tebing sungai sekitar 30°
Stadium akhir pembentukan	Intensitas erosiya besar dengan progres penggerusan dasar sungainya	1/500-1/700	±400 m	
Stadium pertengahan	Intensitas erosiya kecil, kecuali dalam keadaan banjir	±1/800	±300 m	
Merupakan dataran yang stabil	Intensitas erosiya kecil, walaupun dalam keadaan banjir	±1/1000	±200 m	

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Sedangkan karakteristik geologi dibedakan seperti berikut :

- Zone A
Daerah pengaliran yang lebih dari 1/3 bagian terdiri dari daerah gunung berapi, daerah longsor dan terutama daerah yang terbentuk dari batuan yang berasal dari gunung berapi.
- Zone B
Daerah pengaliran yang 1/3 s/d 1/5 bagian terdiri dari batuan seperti tersebut di atas.
- Zone C
Daerah yang tidak termasuk dalam kategori kedua zone tersebut di atas.

Setelah itu dimasukkan dalam perhitungan volume total sedimen selama umur rencana waduk dengan persamaan berikut:

$$Volume\ sedimen\ total = P_s \times A \times n \dots\dots\dots (2.23)$$

dimana :

P_s = harga satuan sedimentasi per tahun ($m^3/km^2/tahun$)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

n = umur rencana (tahun)

2.1.8.3 Perhitungan Kapasitas Efektif

Kapasitas efektif waduk ditentukan dari besarnya debit pengambilan pada pintu keluaran (*outlet*). Kapasitas efektif waduk diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Pada perencanaan ini untuk menghitung besarnya tampungan air waduk digunakan persamaan keseimbangan air (*Water Balance*) antara *inflow* dari debit andalan dan *outflow* untuk kebutuhan air baku penduduk. Adapun persamaan *water balance* sebagai berikut.

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L - O \dots\dots\dots (2.24)$$

dimana :

S_{t+1} = volume tampungan air waduk pada saat $t + 1$ (m^3)

S_t = volume tampungan air waduk pada saat t (m^3)

I = volume debit *inflow*

R = volume curah hujan di daerah luasan waduk, karena data *inflow* yang digunakan adalah hasil dari simulasi debit musiman dari data yang tersedia yang sudah memperhitungkan curah hujan di waduk, maka $R = 0$

L = volume kehilangan air waduk (evaporasi, rembesan)

O = volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan pemasakan air.

2.1.9 Penelusuran Banjir (*Reservoir Routing*)

Salah satu manfaat dari pembangunan bendungan dengan waduknya adalah untuk pengendalian banjir suatu sungai. Ini dapat terjadi karena air banjir ditampung di dalam waduk yang volumenya relatif besar, sehingga air yang keluar dari sana debitnya sudah mengecil. Makin besar volume waduk akan makin besar pula manfaat pengendalian banjirnya. Apabila terjadi banjir, maka permukaan air di dalam waduk naik sedikit demi sedikit dan dari beberapa kali banjir waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Apabila banjirnya belum reda, maka permukaan air di dalam waduk masih akan naik sedikit demi sedikit sampai permukaan air waduk mencapai maksimal. Jadi sebagian dari air banjir mengalir lewat bangunan pelimpah, sedang sisanya menyebabkan naiknya permukaan air di dalam waduk. Tinggi permukaan air waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan menggunakan ruting banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi bendungan yang paling menguntungkan (optimal) yang masih dalam keadaan

aman terhadap risiko banjir. Salah satu cara yang akan diuraikan disini adalah dengan cara tahap demi tahap (*step by step*).

Rumus dasarnya adalah :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots (2.25)$$

(*Teknik bendungan, Ir. Soedibyo, 1993*)

Dimana :

I = *inflow*, debit air yang masuk ke dalam waduk
(m³/detik), untuk suatu sungai dapat ditentukan

O = *outflow*, debit air yang keluar dari waduk
(m³/detik) lewat bangunan pelimpah

ds/dt = debit air yang tertahan di dalam waduk untuk
jangka waktu yang pendek

Apabila ditulis dalam bentuk integral menjadi :

$$I . dt - \int O . dt = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.26)$$

$I . dt$ dan $\int O . dt$ adalah debit x waktu untuk jangka yang pendek dan merupakan volume air.

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka $. dt$ dapat disamakan dengan harga rata-rata dari 2 *inflow* yang berurutan (I_1 dan I_2). Jangka waktu t disesuaikan dengan hidrograf sungai yang ada. Untuk hidrograf yang waktunya diambil harian, maka t dapat diambil 12 jam atau 6 jam. Untuk hidrograf yang waktunya diambil jam, maka agar teliti jangka waktu t diambil 2 atau 3 jam.

$$I . dt = \frac{I_1 + I_2}{2} \dots \dots \dots (2.27)$$

Dengan cara yang sama maka $O . dt = \frac{O_1 + O_2}{2}$

$$\text{Jadi } \frac{I_1 + I_2}{2} . t - \frac{O_1 + O_2}{2} . t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.28)$$

dimana :

$\frac{I_1 + I_2}{2}$ = rata-rata *inflow* setiap tahap (m³/detik)

$\frac{O_1 + O_2}{2}$ = rata-rata *outflow* setiap tahap (m³/detik)

t = jangka waktu (periode) dalam detik

$S_2 - S_1$ = tambahan air yang tertampung di dalam waduk (m)

Besaran-besaran yang sudah diketahui (I_1 , I_2 , t dan S_1) diletakkan di sebelah kiri, sedang masih harus dicari (O_2 dan S_2) diletakkan disebelah kanan.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.29)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t + \left(S_1 - \frac{1}{2} O_1 \cdot t \right) = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t \dots \dots \dots (2.30)$$

Mula-mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di waduk, misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1 , I_2 , dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahap berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan waduk. Apabila angka ini berbeda (biasanya memang demikian) lalu diadakan perhitungan berikutnya. Demikian seterusnya dan perhitungan dihentikan setelah kedua angkanya hampir sama besarnya.

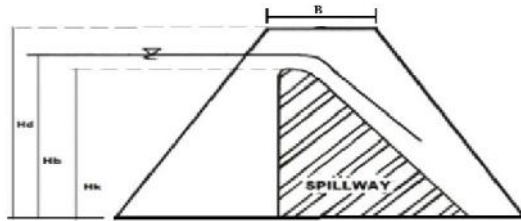
2.2 Analisa Hidrolika

2.2.1 Analisa Tubuh Bendungan

Analisa tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendung, perhitungan formasi garis depresi, dan analisa stabilitas tubuh bendungan urugan.

2.2.1.1 Perhitungan Tinggi Bendungan

Yang dimaksud dengan tinggi bendungan adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu bendungan.



Gambar 2.3 Penampang Tinggi Bendungan

$$Hd = H_b + H_f \dots\dots\dots(2.31)$$

Dimana :

- Hd = Tinggi tubuh bendungan rencana (m)
 Hk = Tinggi muka air kolam pada kondisi penuh (m)
 Hb = Tinggi tampungan banjir (m)
 Hf = Tinggi jagaan (m)

2.2.1.2 Perhitungan Tinggi Bebas (*Free Board*) Bendungan

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLDS) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.10 Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLDS

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 - 100	2 meter	3 meter
3	> 100	2,5 meter	3,5 meter

(*Teknik Bendungan, Ir. Soedibyo, 1993*)

2.2.1.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan (Gambar 2.3) dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan.

Disamping itu pada penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaanya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang-kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \quad \dots\dots\dots(2.32)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

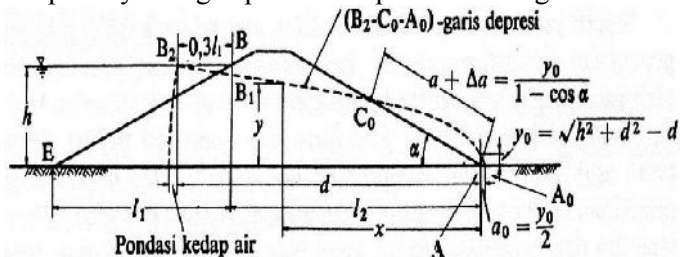
Dimana :

b = lebar mercu bendungan (meter)

H = tinggi bendungan (meter)

2.2.1.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat embung terisi penuh (MAB) dan rumus yang digunakan adalah “Metode Casagrande“, dengan peninjauan ujung tumit hilir (Gambar 2.3) sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut:



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.4 Garis Depresi

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \quad \dots\dots\dots(2.33)$$

Atau

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2} \dots\dots\dots(2.34)$$

Dan

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots(2.35)$$

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

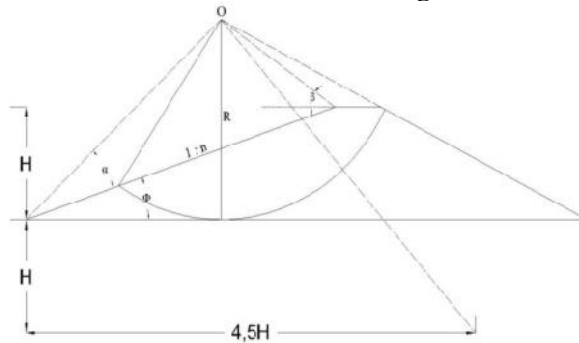
h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A

L_1 = jarak horisontal antara B dan E

L_2 = jarak horisontal antara B dan A

2.2.2 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan



Gambar 2.5 Bidang Longsor Bendungan Urugan

Tabel 2.11 Tabel nilai Sudut β , Φ , Dan A

n	Φ (derajat)	α (derajat)	β (derajat)
1:1	45	28	37
1:1,5	33,68	26	35
1:2	26,57	25	35
1:3	18,43	25	35
1:5	11,32	25	37

(Braja M Das, 1993)

Perumusannya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$Fs = \frac{\Sigma\{C.l+(N-U-N_e)\tan\theta\}}{\Sigma(T+T_e)} \dots\dots\dots(2.36)$$

Dimana :

Fs = angka keamanan

N = beban komponen vertikal dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A.\cos \alpha$)

T = beban komponen tangensial dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A.\sin \alpha$)

U = tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur

N_e = komponen vertikal beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A.\sin \alpha$)

T_e = komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A.\cos \alpha$)

θ = sudut gesekan dalam

C = angka kohesi

E = intensitas seismic horizontal

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

Tahapan yang ditempuh dalam penyelesaian tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

3.1. Studi Literatur

Studi literatur yaitu mempelajari dan memahami segala teori maupun cara pengerjaan yang berkaitan dengan tugas akhir ini. Dalam hal ini yaitu dengan membaca buku-buku yang sesuai dengan penyelesaian dari permasalahan.

3.2. Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari berbagai sumber. data-data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Peta Metadata Stasiun

Yaitu berupa peta dimana terdapat beberapa lokasi stasiun hujan yang berasal dari data BMKG Kota Semarang.

2. Data Topografi

Data topografi terdiri dari :

- Peta topografi Daerah Aliran Sungai Kreo.
- Peta lokasi kawasan Sungai Kreo.

3. Data Hidrologi

Data hidrologi terdiri dari data curah hujan harian dari stasiun hujan yang berpengaruh yang berasal dari BMKG Kota Semarang selama 20 tahun.

4. Data Klimatologi

Data klimatologi berasal dari data BMKG terdiri dari :

- Data suhu/temperatur.
- Data kecepatan angin.
- Data kelembaban udara.
- Data persentase lama penyinaran matahari

5. Data Jumlah Penduduk

Data jumlah penduduk Kota Semarang dan persentase laju pertumbuhan penduduk Kota Semarang.

3.3. Penyusunan Penyelesaian Permasalahan

Penyusunan penyelesaian permasalahan meliputi :

1. Analisa Hidrologi

- Menentukan DAS dan Stasiun Hujan yang berpengaruh.
- Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.
Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapatkan dari masing – masing stasiun hujan setelah dilakukan pembobotan terlebih dahulu.
- Perhitungan Curah Hujan Rencana.
Dari hasil perhitungan curah hujan rata-rata, selanjutnya dihitung parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi apa yang bisa dilakukan
- Penentuan Jenis Distribusi.
Dari beberapa jenis distribusi, selanjutnya dipilih yang memenuhi syarat untuk kemudian dilakukan uji kecocokan.
- Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana.
 - Uji *Smirnov* Kolmogorov.
Pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
 - Uji Chi Kuadrat.
Pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.
- Perhitungan Debit Banjir Rencana.

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat keamanan, tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf Nakayasu.

- Evaporasi

Perhitungan evaporasi digunakan untuk mengetahui penguapan air apabila terkena sinar matahari yang akan mengurangi volume air.

- Kebutuhan dan Ketersediaan Air

- Keseimbangan Air (*Water Balance*)

Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui apakah ketersediaan air dan kebutuhan air pada tampungan air sesuai dengan perencanaan.

- Lengkung kapasitas

- Kapasitas mati, kapasitas efektif dan kapasitas total.

- Penelusuran Banjir.

Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui perubahan hidrograf banjir antara inflow dan outflow karena adanya faktor tampungan (*storage*).

2. Analisa Hidrolika

- Perhitungan tinggi bendungan

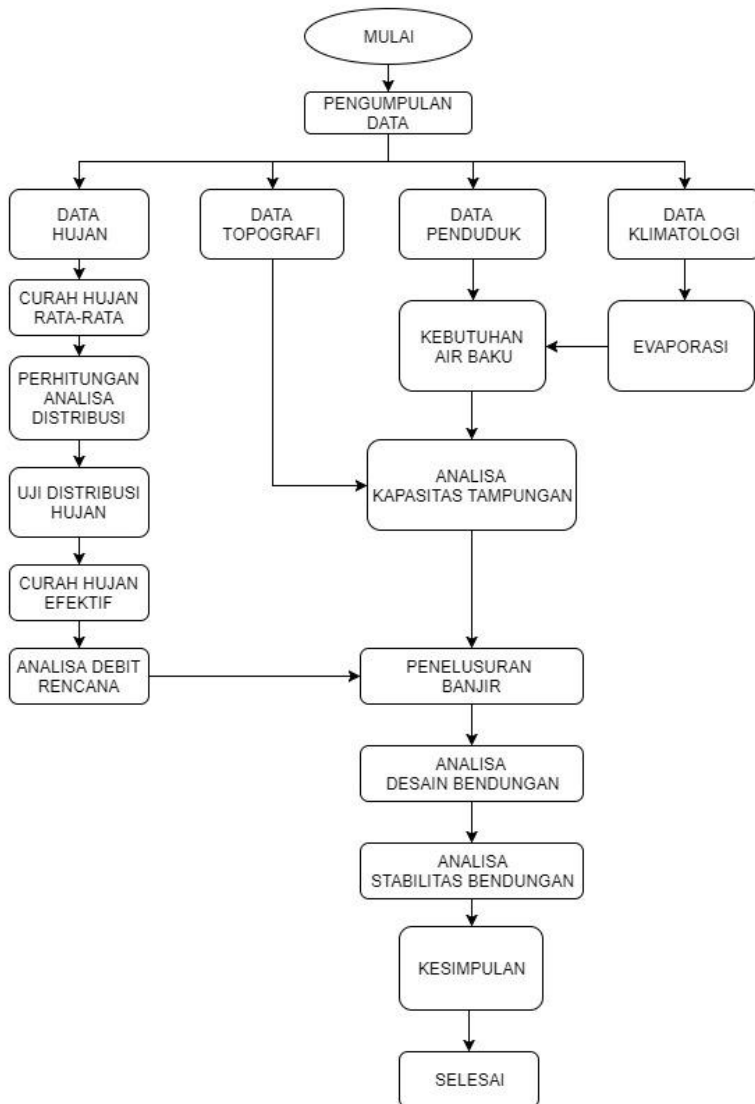
Perhitungan ini dimaksudkan agar mendapat tinggi bendungan yang sesuai dengan perencanaan setelah diperhitungkan tinggi jagaannya.

- lebar mercu bendungan

- perhitungan formasi garis depresi

- analisa stabilitas tubuh bendungan.

3.4. Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir



Gambar 3.1. *Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir*

BAB IV ANALISA HIDROLOGI

Pada Analisa ini terdapat 3 stasiun hujan yang berpengaruh yaitu stasiun hujan Simongan, stasiun hujan Gunungpati, dan stasiun hujan Sumur Jurang. Analisa hidrologi ini dilakukan untuk mengetahui karakteristik hidrologi pada wilayah DAS Kreo. Hasil yang diperoleh dari analisa hidrologi ini adalah untuk mengetahui besarnya debit rencana untuk perencanaan bangunan. Data yang diperlukan untuk menentukan besarnya debit rencana diperoleh dari data hujan pada stasiun-stasiun hujan yang berpengaruh pada DAS Kreo.

4.1 Analisa Data Hujan

Langkah pertama dalam pelaksanaan analisa data hujan adalah mengetahui stasiun-stasiun hujan yang berpengaruh dengan menggunakan Metode *Poligon Thiessen* yang dapat dilihat pada lampiran 1. Dalam metode ini memperhitungkan factor pembobot (*Weighting Factor*) atau disebut dengan koefisien *Thiessen* yang merupakan perbandingan antara luas daerah pengaruh satu stasiun hujan dengan luas DAS. Besarnya koefisien *Thiessen* dapat dilihat pada **tabel 4.1** berikut :

Tabel 4.1 Koefisien *Thiessen* (W)

No	Stasiun Hujan	Luas Daerah Stasiun hujan (km ²)	Koefisien <i>Thiessen</i> (W)
1	SUMUR JURANG	4.5361	0.09875
2	GUNUNGPATI	40.1226	0.87347
3	SIMONGAN	1.276	0.02778
	LUAS TOTAL	45.9347	1

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Langkah kedua adalah mencari curah hujan harian maksimum bulanan setiap tahun selama 20 tahun dari masing-masing stasiun hujan. Dapat dilihat pada **Tabel 4.2, Tabel 4.3, Tabel 4.4.** berikut :

Tabel 4.2 Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Simongan.

TAHUN	CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM (mm)											
	JAN	FEB	MAR	APRL	MEI	JUN	JUL	AGST	SEP	OKT	NOV	DES
1996	0	92	38	106	12	15	34	59	58	88	64	0
1997	195	32	63	70	70	39	0	0	0	10	20	150
1998	21	122	43	145	42	57	38	32	76	58	33	87
1999	51	68	60	90	30	119	32	9	74	64	37	69
2000	179	70	32	42	148	42	15	44	56	120	203	60
2001	90	147	100	97	82	92	24	6	64	112	62	52
2002	82	74	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2003	97	69	44	47	39	9	0	0	10	68	78	122
2004	105	163	58	37	53	23	14	0	39	31	58	63
2005	50	110	74	11	62	53	16	98	37	121	97	53
2006	198	94	78	90	38	1	0	0	0	2	108	110
2007	58	44	83	82	45	0	2	8	0	78	0	162
2008	164	169	129	57	34	62	0	66	72	99	0	98
2009	93	216	25	49	61	99	12	24	69	14	87	128
2010	86	110	80	55	20	55	19	28	58	52	45	92
2011	80	67	22	79	33	47	40	0	60	17	83	54
2012	80	55	25	65	30	50	45	0	0	17	70	45
2013	57	111	95	45	87	88	30	35	6	62	19	36
2014	97	125	29	30	30	49	93	8	0	30	46	34
2015	96	177	64	37	67	19	7	12	1	1	42	42

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.3 Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Gunungpati.

TAHUN	CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM (mm)											
	JAN	FEB	MAR	APRL	MEI	JUN	JUL	AGST	SEP	OKT	NOV	DES
1996	0	31	0	17	12	0	8	14	15	31	27	0
1997	74	31	19	14	14	0	0	0	0	0	0	0
1998	35	79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1999	54	50	96	61	25	0	18	14	13	51	57	65
2000	127	54	125	96	67	67	67	15	45	88	77	71
2001	87	52	63	50	47	68	21	42	25	48	78	53
2002	136	57	57	113	38	0	0	0	0	0	0	0
2003	80	98	151	35	25	13	0	0	52	62	37	83
2004	147	103	68	25	76	19	13	0	37	26	84	110
2005	105	56	99	89	47	39	40	0	17	39	85	79
2006	86	85	44	64	41	3	0	0	0	7	64	174
2007	90	69	127	65	15	29	0	14	0	17	78	77
2008	114	76	40	38	58	26	0	24	17	40	75	71
2009	108	67	59	17	59	65	69	17	9	35	46	48
2010	80	93	98	165	95	64	25	17	95	75	112	54
2011	91	68	77	76	48	7	11	0	122	125	200	82
2012	99	68	56	46	42	21	0	0	0	41	75	65
2013	77	52	59	59	55	33	26	24	0	0	146	132
2014	84	148	32	75	49	56	26	25	0	24	36	75
2015	69	97	106	66	99	19	0	0	0	14	64	43

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.4 Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Sumur Jurang.

TAHUN	CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM (mm)											
	JAN	FEB	MAR	APRL	MEI	JUN	JUL	AGST	SEP	OKT	NOV	DES
1996	0	66	53	19	44	11	12	0	47	41	47	0
1997	135	50	135	21	34	0	0	0	0	0	73	97
1998	35	65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1999	36	82	65	54	22	55	30	20	69	74	56	110
2000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	65	76
2001	108	65	77	110	27	65	20	13	25	60	56	80
2002	185	157	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2003	96	98	70	154	40	0	0	0	60	60	31	85
2004	103	95	95	55	37	9	40	0	30	40	50	50
2005	50	50	70	50	7	11	10	10	15	30	30	40
2006	140	40	40	17	20	0	0	0	0	0	9	60
2007	25	30	35	20	30	20	10	15	5	35	25	35
2008	19	27	23	20	8	9	0	11	0	0	165	57
2009	20	25	20	20	20	15	10	10	30	20	35	20
2010	72	48	121	74	31	11	2	7	22	30	50	35
2011	51	25	14	31	25	0	5	0	90	23	33	61
2012	30	30	17	30	35	5	0	0	0	25	20	55
2013	69	43	63	47	57	57	41	22	15	32	124	35
2014	72	39	43	48	57	58	40	15	0	48	44	31
2015	48	37	66	71	61	20	0	4	0	1	79	45

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari Tabel 4.2, Tabel 4.3, Tabel 4.4 diatas, didapatkan curah hujan harian maksimum tahunan dari tiap stasiun hujan. Hasil rekapitulasi perhitungan tersebut dapat dilihat pada **Tabel 4.5**.

Tabel 4.5 Rekapitulasi Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan.

TAHUN	SIMONGAN	GUNUNGPATI	SUMUR JURANG
1996	106	31	66
1997	195	74	135
1998	145	79	65
1999	119	96	110
2000	203	127	76
2001	147	87	110
2002	82	136	185
2003	122	151	154
2004	163	147	103
2005	121	105	70
2006	198	174	140
2007	162	127	35
2008	169	114	165
2009	216	108	35
2010	110	165	121
2011	83	200	90
2012	80	99	55
2013	111	146	124
2014	125	148	72
2015	177	106	79

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Langkah ketiga adalah melakukan perhitungan curah hujan rata-rata dengan cara mengalikan koefisien *Thiessen* dengan curah hujan maksimum pada masing-masing stasiun hujan. Kemudian hasil perhitungan tersebut

dijumlahkan untuk mendapatkan hujan rata-rata. Karena terdapat 3 stasiun hujan yang berpengaruh maka dilakukan perhitungan sebanyak 3 kali.

Perhitungan pertama, dilakukan dengan mengacu kepada curah hujan harian maksimum stasiun hujan Simongan yang terdapat pada **Tabel 4.2**. Perhitungan kedua dilakukan dengan mengacu kepada curah hujan harian maksimum stasiun hujan Gunungpati yang terdapat pada **Tabel 4.3**. perhitungan ketiga dilakukan dengan mengacu kepada curah hujan harian maksimum stasiun hujan Sumur Jurang.

Contoh perhitungan yang mengacu kepada curah hujan harian maksimum stasiun hujan Simongan pada tahun 1996:

Pada tahun 1998 stasiun hujan Simongan didapatkan nilai hujan harian maksimum sebesar 92 mm yaitu pada tanggal 10 Febuari. Lalu pada tanggal yang sama diambil nilai dari curah hujan pada stasiun Gunungpati dan Sumur Jurang. Namun pada stasiun hujan Gunungpati tidak terdapat hujan, sehingga nilainya adalah 0 mm sedangkan pada stasin hujan Sumur Jurang yaitu 66 mm. nilai inilah yang dipakai untuk perhitungan yang mengacu kepada stasiun hujan Simongan. Sama halnya dengan perhitungan dengan acuan stasiun hujan Gunungpati maupun stasiun hujan Sumur Jurang. diambil nilai yang sama tanggalnya dengan mengacu pada stasiun hujan yang dijadikan acuan. Setelah didapat nilai dari masing-masing stasiun hujan, selanjutnya nilai tersebut dikalikan dengan koefisien *Thiessen* sesuai dengan stasiun hujan masing-masing. Untuk selanjutnya dijumlahkan dengan hasil masing-masing perhitungan. Untuk lebih jelasnya bisa terlihat pada Tabel 4.6, Tabel 4.7, dan Tabel 4.8 berikut ini :

Tabel 4.6. Perhitungan Hujan Rata-Rata Berdasarkan Stasiun Hujan Simongan.

No	Tanggal	Tahun	SIMONGAN		GUNUNGPATI		SUMUR JURANG		R_{tot} (mm)
			R_1	$W_1 \times R_1$	R_2	$W_2 \times R_2$	R_3	$W_3 \times R_3$	
1	18 Aprl	1996	106	3	3	3	3	0	5.86
2	19 Jan	1997	195	5	85	74	121	12	91.61
3	1 Aprl	1998	145	4	0	0	0	0	4.03
4	4 Jun	1999	119	3	0	0	48	5	8.05
5	4 Nov	2000	203	6	32	28	23	2	35.86
6	20 Feb	2001	147	4	10	9	10	1	13.81
7	23 Jan	2002	82	2	136	119	185	18	139.34
8	21 Des	2003	122	3	0	0	85	8	11.78
9	16 Feb	2004	163	5	11	10	15	1	15.62
10	14 Okt	2005	121	3	0	0	0	0	3.36
11	28 Jan	2006	198	6	86	75	0	0	80.62
12	4 Des	2007	162	5	0	0	0	0	4.50
13	21 Feb	2008	169	5	34	30	9	1	35.28
14	8 Feb	2009	216	6	36	31	20	2	39.42
15	20 Feb	2010	110	3	93	81	48	5	89.03
16	18 Nov	2011	83	2	0	0	0	0	2.31
17	12 Jan	2012	80	2	16	14	15	1	17.68
18	23 Feb	2013	111	3	52	45	43	4	52.75
19	4 Feb	2014	125	3	5	4	1	0	7.94
20	13 Feb	2015	177	5	0	0	37	4	8.57

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.7 Perhitungan Hujan Rata-Rata Berdasarkan Stasiun Hujan Gunungpati.

No	Tanggal	Tahun	SIMONGAN		GUNUNGPATI		SUMUR JURANG		R_{tot} (mm)
			R_1	$W_1 \times R_1$	R_2	$W_2 \times R_2$	R_3	$W_3 \times R_3$	
1	24 Okt	1996	9	0	31	27	0	0	27.33
2	8 Jan	1997	0	0	74	65	29	3	67.50
3	10 Feb	1998	0	0	79	69	65	6	75.42
4	17 Mar	1999	0	0	96	84	7	1	84.54
5	31 Jan	2000	35	1	127	111	0	0	111.90
6	20 Jan	2001	29	1	87	76	108	11	87.46
7	23 Jan	2002	82	2	136	119	185	18	139.34
8	18 Mar	2003	37	1	151	132	70	7	139.83
9	7 Jan	2004	46	1	147	128	42	4	133.83
10	16 Jan	2005	0	0	105	92	25	2	94.18
11	25 Des	2006	8	0	174	152	17	2	153.88
12	31 Jan	2007	0	0	127	111	25	2	113.40
13	30 Jan	2008	164	5	114	100	0	0	104.13
14	12 Jan	2009	92	3	108	94	0	0	96.89
15	7 Aprl	2010	0	0	165	144	9	1	145.01
16	9 nov	2011	3	0	200	175	10	1	175.76
17	24 Jan	2012	0	0	99	86	0	0	86.47
18	12 Nov	2013	17	0	146	128	22	2	130.17
19	3 Feb	2014	29	1	148	129	0	0	130.08
20	19 Mar	2015	13	0	106	93	12	1	94.13

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.8 Perhitungan Hujan Rata-Rata Berdasarkan Stasiun Hujan Sumur Jurang.

No	Tanggal	Tahun	SIMONGAN		GUNUNGPATI		SUMUR JURANG		R_{tot} (mm)
			R_1	$W_1 \times R_1$	R_2	$W_2 \times R_2$	R_3	$W_3 \times R_3$	
1	10 Feb	1996	92	3	0	0	66	7	9.07
2	2 Jan	1997	73	2	13	11	135	13	26.71
3	10 Feb	1998	0	0	79	69	65	6	75.42
4	25 Des	1999	24	1	46	40	110	11	51.71
5	24 Des	2000	4	0	0	0	76	8	7.62
6	15 Aprl	2001	63	2	5	4	110	11	16.98
7	23 Jan	2002	82	2	136	119	185	18	139.34
8	11 Aprl	2003	18	1	18	16	154	15	31.43
9	14 Jan	2004	58	2	0	0	103	10	11.78
10	3 Mar	2005	0	0	27	24	70	7	30.50
11	31 Jan	2006	0	0	10	9	140	14	22.56
12	5 Mar	2007	18	1	6	5	35	3	9.20
13	15 Nov	2008	0	0	0	0	165	16	16.29
14	13 nov	2009	36	1	0	0	35	3	4.46
15	25 Mar	2010	80	2	13	11	121	12	25.53
16	14 Sep	2011	60	2	0	0	90	9	10.55
17	30 Des	2012	7	0	0	0	55	5	5.63
18	13 Nov	2013	8	0	0	0	124	12	12.47
19	5 Jan	2014	0	0	0	0	72	7	7.11
20	18 Nov	2015	23	1	0	0	79	8	8.44

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan yang ditunjukkan pada Tabel 4.6, Tabel 4.7, dan Tabel 4.8. diperoleh nilai curah hujan rata-rata sesuai dengan masing-masing acuannya. Nilai curah hujan rata-rata ini selanjutnya dibandingkan satu sama lain untuk kemudian diambil nilai yang terbesar atau maksimum tiap tahunnya. Nilai curah hujan rata-rata maksimum (R_{max}) inilah yang akan digunakan untuk perhitungan selanjutnya. Curah hujan rata-rata maksimum tiap tahunnya dapat dilihat pada **Tabel 4.9** berikut ini :

Tabel 4.9 Curah Hujan Rata-Rata Maksimum

No	Tahun	Rmax
1	1996	27.33
2	1997	91.61
3	1998	75.42
4	1999	84.54
5	2000	111.90
6	2001	87.46
7	2002	139.34
8	2003	139.83
9	2004	133.83
10	2005	94.18
11	2006	153.88
12	2007	113.40
13	2008	104.13
14	2009	96.89
15	2010	145.01
16	2011	175.76
17	2012	86.47
18	2013	130.17
19	2014	130.08
20	2015	94.13

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.2 Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa Frekuensi adalah analisa tentang pengulangan suatu kejadian untuk menetapkan besarnya hujan atau debit periode ulang tertentu dengan menggunakan metode perhitungan statistik. Sebelum memilih distribusi yang akan dipakai, dilakukan perhitungan analisa terlebih dahulu terhadap data yang ada.

Analisa ini menggunakan teori *Probability Distribution* antara lain Distribusi Normal, Distribusi Log Normal, Distribusi Gumbel Tipe I, Distribusi Pearson Tipe III, Distribusi Log Pearson tipe III.

Untuk memudahkan perhitungan, nilai R_{max} diurutkan terlebih dahulu dari nilai terbesar sampai nilai terkecil. Perhitungan parameter statistiknya meliputi : nilai rata-rata, standar deviasi, koefisien kemencengan, dan koefisien ketajaman. Perhitungan statistik dari data curah hujan dapat dilihat pada **Tabel 4.10** berikut :

Tabel 4.10 Perhitungan Parameter Statistik untuk Distribusi Normal, Distribusi Gumbel Tipe I, dan Distribusi Pearson Tipe III.

NO	TAHUN	R_{max}	$R_{rata-rata}$	$(Rm-Rr)$	$(Rm-Rr)^2$	$(Rm-Rr)^3$	$(Rm-Rr)^4$
1	2011	175.76	110.77	65.00	4224.38	274564.65	17845395.02
2	2006	153.88	110.77	43.12	1858.92	80147.50	3455572.07
3	2010	145.01	110.77	34.24	1172.49	40148.15	1374740.35
4	2003	139.83	110.77	29.06	844.76	24552.66	713616.39
5	2002	139.34	110.77	28.57	816.19	23317.85	666169.44
6	2004	133.83	110.77	23.06	531.57	12255.80	282567.56
7	2013	130.17	110.77	19.40	376.43	7303.36	141697.98
8	2014	130.08	110.77	19.31	372.86	7199.69	139022.49
9	2000	111.90	110.77	1.13	1.28	1.46	1.65
10	2008	104.13	110.77	-6.64	44.07	-292.54	1941.99
11	2009	96.89	110.77	-13.88	192.63	-2673.61	37107.75
12	2005	94.18	110.77	-16.59	275.11	-4563.16	75686.93
13	2015	94.13	110.77	-16.64	276.75	-4603.86	76588.45
14	1997	91.61	110.77	-19.16	367.07	-7032.65	134738.51
15	2001	87.46	110.77	-23.31	543.22	-12660.85	295087.38
16	2012	86.47	110.77	-24.30	590.30	-14342.03	348455.59
17	1999	84.54	110.77	-26.23	687.76	-18036.82	473020.42
18	2007	113.40	110.77	2.63	6.92	18.19	47.83
19	1998	75.42	110.77	-35.35	1249.39	-44161.81	1560974.37
20	1996	27.33	110.77	-83.44	6962.58	-580972.54	48477566.02
TOTAL		2215.39		TOTAL	21394.68	-219830.56	76099998.20

S	33.56
Cv	0.30
Cs	-0.34
Ck	4.13

catatan :

$R_m = R_{max}$

$R_r = R_{rata-rata}$

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Parameter parameter statistik yang terdapat pada **Tabel 4.10** didapat dengan cara :

- Nilai Rata-Rata (Mean).

$$Rrata - rata = \frac{\sum Rmax}{n} = \frac{2215.39}{20} = 110.77$$

- Standar Deviasi.

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Rm - Rr)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{21394.68}{20 - 1}} = 33.56$$

- Koefisien Variasi.

$$Cv = \frac{S}{Rr} = \frac{33.56}{110.77} = 0.30$$

- Koefisien Kemencengan.

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n (Rm - Rr)^3}{(n - 1) (n - 2) S^3} \\ &= \frac{20 \times (-219820.56)}{(20 - 1) (20 - 2) 33.56^3} = -0.34 \end{aligned}$$

- Koefisien Ketajaman.

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2 \times \sum (Rm - Rr)^4}{(n - 1) (n - 2) (n - 3) S^4} \\ &= \frac{20^2 \times 76099998.20}{(20 - 1) (20 - 2) (20 - 3) 33.56^4} \\ &= 4.13 \end{aligned}$$

Setelah parameter statistik berikutnya adalah parameter logaritma Karena jenis distribusi tidak hanya statistik normal tetapi ada yang berbentuk logaritma maka parameter berikutnya dibuat dalam logaritma yaitu nilai rata-rata log, standar deviasi log, koefisien variasi log, koefisien kemencengan log, dan koefisien ketajaman log. Perhitungannya dapat dilihat pada **Tabel 4.11** berikut ini :

Tabel 4.11 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma.

NO	TAHUN	Rmax	LOG Rmax	Log Rrata-rata	Log(Rm-Rr)	Log(Rm-Rr) ²	Log(Rm-Rr) ³	Log(Rm-Rr) ⁴
1	2011	175.76	2.245	2.0188	0.226	0.0512	0.0116	0.0026
2	2006	153.88	2.187	2.0188	0.168	0.0284	0.0048	0.0008
3	2010	145.01	2.161	2.0188	0.143	0.0203	0.0029	0.0004
4	2003	139.83	2.146	2.0188	0.127	0.0161	0.0020	0.0003
5	2002	139.34	2.144	2.0188	0.125	0.0157	0.0020	0.0002
6	2004	133.83	2.127	2.0188	0.108	0.0116	0.0013	0.0001
7	2013	130.17	2.115	2.0188	0.096	0.0092	0.0009	0.0001
8	2014	130.08	2.114	2.0188	0.095	0.0091	0.0009	0.0001
9	2000	111.90	2.049	2.0188	0.030	0.0009	0.0000	0.0000
10	2008	104.13	2.018	2.0188	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000
11	2009	96.89	1.986	2.0188	-0.032	0.0011	0.0000	0.0000
12	2005	94.18	1.974	2.0188	-0.045	0.0020	-0.0001	0.0000
13	2015	94.13	1.974	2.0188	-0.045	0.0020	-0.0001	0.0000
14	1997	91.61	1.962	2.0188	-0.057	0.0032	-0.0002	0.0000
15	2001	87.46	1.942	2.0188	-0.077	0.0059	-0.0005	0.0000
16	2012	86.47	1.937	2.0188	-0.082	0.0067	-0.0005	0.0000
17	1999	84.54	1.927	2.0188	-0.092	0.0084	-0.0008	0.0001
18	2007	113.40	2.055	2.0188	0.036	0.0013	0.0000	0.0000
19	1998	75.42	1.878	2.0188	-0.141	0.0200	-0.0028	0.0004
20	1996	27.33	1.437	2.0188	-0.582	0.3389	-0.1973	0.1149
TOTAL		2215.39	3.345		TOTAL	0.5520	-0.1760	0.1201

S	0.17
Cv	0.084
Cs	-2.078
Ck	9.789

catatan :

Rm = Rmax
Rr = Rrata-rata

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Parameter parameter statistik yang terdapat pada **Tabel 4.11** didapat dengan cara :

- Nilai Rata-Rata (Mean).

$$\begin{aligned} \text{Log Rrata - rata} &= \frac{\sum \text{Log Rmax}}{n} = \frac{3.345}{20} \\ &= 2.0188 \end{aligned}$$

- Standar Deviasi.

$$S = \sqrt{\frac{\sum \text{Log}(Rm - Rr)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0.5520}{20 - 1}} = 0.17$$

- Koefisien Variasi.

$$Cv = \frac{S}{\text{Log Rr}} = \frac{0.17}{2.0188} = 0.084$$

- Koefisien Kemencengan.

$$Cs = \frac{n \text{ Log}(Rm - Rr)^3}{(n - 1) (n - 2) S^3}$$

$$= \frac{20 \times (-0.1760)}{(20 - 1) (20 - 2) 0.17^3} = -2.078$$

- Koefisien Ketajaman.

$$\begin{aligned} C_k &= \frac{n^2 \times \text{Log}(R_m - R_r)^4}{(n - 1) (n - 2) (n - 3) s^4} \\ &= \frac{20^2 \times 0.1201}{(20 - 1) (20 - 2) (20 - 3) 0.17^4} \\ &= 9.789 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik dan parameter statistik logaritma didapatkan harga koefisien variasi (Cv), koefisien kemencengan (Cs), dan koefisien ketajaman (Ck) yang dapat dilihat pada **Tabel 4.12** berikut ini:

Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Parameter Statistik

No	Parameter	Normal	Logaritma
1	Cv	0.3029	0.0844
2	Cs	-0.3402	-2.0783
3	Ck	4.1292	9.7892

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari nilai parameter statistik yang didapat, dapat ditentukan jenis metode distribusi yang dapat digunakan dengan cara mencocokkan nilai parameter statistic dengan syarat-syarat yang berlaku pada masing – masing jenis distribusi. Hasil analisa kecocokan nilai parameter statistik dapat dilihat pada **Tabel 4.13** berikut ini :

Tabel 4.13 Hasil Analisa Kecocokan Nilai Parameter Statistik

Jenis Distribusi	Syarat	Keterangan
Normal	$C_s \approx 0$	Tidak Memenuhi
	$C_k = 3$	
Gumbel Tipe I	$C_s = 1.1396$	Tidak Memenuhi
	$C_k = 5.4002$	
Pearson tipe III	C_s, C_k fleksibel	Memenuhi
Log Normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$	Tidak Memenuhi
	$C_k = 5.383$	
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$	Memenuhi

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Berdasarkan hasil perhitungan awal data parameter statistik pada **Tabel 4.13** ada beberapa distribusi yang dipakai, yaitu distribusi Pearson Tipe III, dan distribusi Log Pearson Tipe III. Selanjutnya akan dilakukan uji kecocokan terhadap distribusi tersebut agar diperoleh jenis distribusi yang terbaik untuk digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana.

4.3 Uji Kecocokan

Untuk menguji kecocokan suatu distribusi sebaran data curah hujan digunakan metode uji Smirnov-Kolmogorov dan uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*).

4.3.1. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov merupakan uji kesesuaian non parametrik, Karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi sebaran tertentu. Sehingga pengujiannya dapat dilakukan lebih sederhana dengan membandingkan kemungkinan untuk setiap peluang dan peluang teoritisnya.

1. Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Pearson Tipe III dapat dilihat pada **Tabel 4.14.** dan berikut ini adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2011 :

- Langkah pertama yaitu mengurutkan data dari terbesar ke terkecil. Dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari perhitungan didapat data sebagai berikut :
 - Tinggi Hujan : 175.76 mm
 - m (Peringkat) : 1
 - n (Jumlah Data) : 20
 dengan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(20+1)} = 0.0476$$

- Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0.0476 \\ &= 0.9524 \end{aligned}$$

- Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} f(t) &= \frac{(X_i - X_{rt})}{S} = \frac{(175.76 - 110.77)}{(20+1)} \\ &= 1.94 \end{aligned}$$

Dimana :

$F(t)$ = Distribusi normal standar

X_i = Curah hujan

X_{rt} = Curah hujan rata-rata

- Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai $f(t)$. dari tabel dengan nilai $f(t)=1.94$ maka didapat nilai $P'(X <)=0.0256$. sehingga besarnya $P'(X)$:

$$P'(X) = 1 - P'(X <)$$

$$= 1 - 0.0256$$

$$= 0.9744$$

- Mencari nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(X) - P(X)$$

$$= 0.0256 - 0.0476$$

$$= -0.0220$$

Untuk hasil uji Smirnov-Kolmogorov distribusi Pearson Tipe III dapat dilihat pada **Tabel 4.14** berikut ini :

Tabel 4.14 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III.

TAHUN	Xi	Xrt	m	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X<)	P'(X)	D
				m/(n+1)	1-P(X)	(Xi-Xrt)/S	dari tabel	1-P'(X)	P'(X<)-P(X<)
2011	175.76	110.77	1	0.0476	0.9524	1.94	0.9744	0.0256	-0.0220
2006	153.88	110.77	2	0.0952	0.9048	1.28	0.9049	0.0951	-0.0001
2010	145.01	110.77	3	0.1429	0.8571	1.02	0.8531	0.1469	0.0040
2003	139.83	110.77	4	0.1905	0.8095	0.87	0.8159	0.1841	-0.0064
2002	139.34	110.77	5	0.2381	0.7619	0.85	0.8106	0.1894	-0.0487
2004	133.83	110.77	6	0.2857	0.7143	0.69	0.7642	0.2358	-0.0499
2013	130.17	110.77	7	0.3333	0.6667	0.58	0.7291	0.2709	-0.0624
2014	130.08	110.77	8	0.3810	0.6190	0.58	0.7291	0.2709	-0.1101
2000	111.9	110.77	9	0.4286	0.5714	0.03	0.5319	0.4681	0.0395
2008	104.13	110.77	10	0.4762	0.5238	-0.20	0.4404	0.5596	0.0834
2009	96.89	110.77	11	0.5238	0.4762	-0.41	0.3594	0.6406	0.1168
2005	94.183	110.77	12	0.5714	0.4286	-0.49	0.33	0.67	0.0986
2015	94.134	110.77	13	0.6190	0.3810	-0.50	0.33	0.67	0.0510
1997	91.611	110.77	14	0.6667	0.3333	-0.57	0.305	0.695	0.0283
2001	87.463	110.77	15	0.7143	0.2857	-0.69	0.2643	0.7357	0.0214
2012	86.474	110.77	16	0.7619	0.2381	-0.72	0.2546	0.7454	-0.0165
1999	84.544	110.77	17	0.8095	0.1905	-0.78	0.2358	0.7642	-0.0453
2007	113.4	110.77	18	0.8571	0.1429	0.08	0.2061	0.7939	-0.0632
1998	75.423	110.77	19	0.9048	0.0952	-1.05	0.1611	0.8389	-0.0659
1996	27.328	110.77	20	0.9524	0.0476	-2.49	0.0084	0.9916	0.0392
Dmax									0.1168

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga Dmax = 0.1168 dan dengan menggunakan tabel nilai kritis Do untuk uji Smirnov-Kolmogorov untuk derajat kepercayaan 5% dan n=20, maka diperoleh nilai Do=0.29. Karena nilai Dmax lebih kecil dari nilai Do, maka persamaan distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada **Tabel 4.15.** dan berikut ini adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2011 :

- Langkah pertama yaitu mengurutkan data dari terbesar ke terkecil. Dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari perhitungan didapat data sebagai berikut :
 - Tinggi Hujan (Log) : 2.2449
 - m (Peringkat) : 1
 - n (Jumlah Data) : 20

dengan rumus peluang :

$$P(\text{Log}X) = \frac{m}{(n + 1)} = \frac{1}{(20 + 1)} = 0.0476$$

- Besarnya $P(\text{Log}X <)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(\text{Log}X) \\ &= 1 - 0.0476 \\ &= 0.9524 \end{aligned}$$

- Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} f(t) &= \frac{(\text{Log}X_i - \text{Log}X_{rt})}{S\text{Log}x} = \frac{(2.2449 - 2.0188)}{(20 + 1)} \\ &= 1.33 \end{aligned}$$

- Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai $f(t)$. dari tabel dengan nilai $f(t)=1.33$ maka didapat nilai $P'(X <)=0.9131$. sehingga besarnya $P'(X)$:

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0.9131 = 0.0869 \end{aligned}$$

- Mencari nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 D &= P'(X) - P(X) \\
 &= 0.0869 - 0.0476 \\
 &= 0.0393
 \end{aligned}$$

Untuk hasil uji Smirnov-Kolmogorov distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada **Tabel 4.15** berikut ini :

Tabel 4.15 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III.

TAHUN	Log Xi	Log Xr	m	P(X)	P(X<)	fit)	P'(X<)	P'(X)	D
				m/(n+1)	1-P(X)	(LogXi-LogXr)/S	dari tabel	1-P'(X)	P'(X)-P(X)
2011	2.2449	2.0188	1	0.0476	0.9524	1.33	0.9131	0.0869	0.0393
2006	2.1872	2.0188	2	0.0952	0.9048	0.99	0.8461	0.1539	0.0587
2010	2.1614	2.0188	3	0.1429	0.8571	0.84	0.8078	0.1922	0.0493
2003	2.1456	2.0188	4	0.1905	0.8095	0.74	0.7823	0.2177	0.0272
2002	2.1441	2.0188	5	0.2381	0.7619	0.74	0.7794	0.2206	-0.0175
2004	2.1265	2.0188	6	0.2857	0.7143	0.63	0.7486	0.2514	-0.0343
2013	2.1145	2.0188	7	0.3333	0.6667	0.56	0.7257	0.2743	-0.0590
2014	2.1142	2.0188	8	0.3810	0.6190	0.56	0.7257	0.2743	-0.1067
2000	2.0488	2.0188	9	0.4286	0.5714	0.18	0.5871	0.4129	-0.0157
2008	2.0176	2.0188	10	0.4762	0.5238	-0.01	0.516	0.484	0.0078
2009	1.9863	2.0188	11	0.5238	0.4762	-0.19	0.4404	0.5596	0.0358
2005	1.9740	2.0188	12	0.5714	0.4286	-0.26	0.4129	0.5871	0.0157
2015	1.9737	2.0188	13	0.6190	0.3810	-0.26	0.4129	0.5871	-0.0319
1997	1.9619	2.0188	14	0.6667	0.3333	-0.33	0.3859	0.6141	-0.0526
2001	1.9418	2.0188	15	0.7143	0.2857	-0.45	0.3409	0.6591	-0.0552
2012	1.9369	2.0188	16	0.7619	0.2381	-0.48	0.3336	0.6664	-0.0955
1999	1.9271	2.0188	17	0.8095	0.1905	-0.54	0.3121	0.6879	-0.1216
2007	2.0546	2.0188	18	0.8571	0.1429	0.21	0.2743	0.7257	-0.1314
1998	1.8775	2.0188	19	0.9048	0.0952	-0.83	0.2177	0.7823	-0.1225
1996	1.4366	2.0188	20	0.9524	0.0476	-3.42	0.0004	0.9996	0.0472
Dmax									0.0587

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga Dmax = 0.0587 dan dengan menggunakan tabel nilai kritis Do untuk uji Smirnov-Kolmogorov untuk derajat kepercayaan 5% dan n=20, maka diperoleh nilai Do=0.29. Karena nilai Dmax lebih kecil dari nilai Do, maka persamaan distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.3.2. Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Digunakan rumus sebagai berikut :

$$\text{Jumlah data (n)} = 20$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah Kelas (k)} &= 1 + 3.322 \log (n) \\ &= 1 + 3.322 \log (20) \\ &= 5\end{aligned}$$

Data pengamatan dibagi menjadi 5 kelas dengan masing-masing interval peluang (P) = $1/5 = 0.2$. besarnya peluang untuk masing-masing kelas adalah sebagai berikut:

- Kelas 1 = $P \leq 0.2$
- Kelas 2 = $P \leq 0.4$
- Kelas 3 = $P \leq 0.6$
- Kelas 4 = $P \leq 0.8$
- Kelas 5 = $P \geq 0.8$

1. Distribusi Pearson Tipe III

Persamaan Distribusi dasar yang digunakan dalam metode Distribusi Pearson Tipe III :

$$X_t = X_r + k.S$$

Dari hasil perhitungan parameter statistic distribusi Pearson Tipe III, diperoleh nilai-nilai seperti berikut ini :

$$X_r = 110.77 \text{ mm}$$

$$S = 33.556$$

Sehingga persamaan dasar distribusi berubah menjadi :

$$X_t = 110.77 + 33.556 k$$

Harga k dapat dilihat pada tabel nilai variabel reduksi Gauss. Sehingga berdasarkan persamaan dasar dan nilai k dapat disusun batas interval kelas pada uji Chi-Kuadrat seperti pada **Tabel 4.16** berikut :

Tabel 4.16 Batas Distribusi Pearson Tipe III

P	k	X
0.2	0.84	138.957
0.4	0.25	119.159
0.6	-0.25	102.381
0.8	-0.84	82.582

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Selanjutnya dilakukan pembagian Sub Kelas :

- Sub Kelas 1 : $X < 82.582$ mm
- Sub Kelas 2 : $82.582 \text{ mm} < X < 102.381$ mm
- Sub Kelas 3 : $102.381 \text{ mm} < X < 119.159$ mm
- Sub Kelas 4 : $119.159 \text{ mm} < X < 138.957$ mm
- Sub Kelas 5 : $X > 138.957$ mm

Dari perhitungan Sub Kelas diatas kemudian dilakukan perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi Pearson Tipe III. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada **Tabel 4.17** berikut :

Tabel 4.17 Uji Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III

No	Interval		Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	X_h^2
			O_i	E_i		$(O_i - E_i)^2 / E_i$
1	<	82.582	2	4	4	1
2	82.582	102.381	8	4	16	4
3	102.381	119.159	2	4	4	1
4	119.159	138.957	3	4	1	0.25
5	>	138.957	5	4	1	0.25
Jumlah			20	20		6.5

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga $X_h^2=6.5$ dengan derajat kebebasan $D_k = 2$. Pada derajat kepercayaan 5%, diperoleh nilai $X^2=5.991$. maka uji Chi Kuadrat tidak memenuhi syarat $X_h^2 < X^2$. Karena berdasarkan syarat maka $6.5 < 5.991$. sehingga Distribusi Pearson Tipe III tidak dapat diterima.

2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Persamaan Distribusi dasar yang digunakan dalam metode Distribusi Log Pearson Tipe III :

$$\text{Log}X_t = \text{Log}X_r + k.S\text{Log}X$$

Dari hasil perhitungan parameter statistic distribusi Pearson Tipe III, diperoleh nilai-nilai seperti berikut ini :

$$\text{Log}X_r = 2.018 \text{ mm}$$

$$S\text{Log}X = 0.17$$

Sehingga persamaan dasar distribusi berubah menjadi :

$$\text{Log}X_t = 2.018 + 0.17 k$$

Harga k dapat dilihat pada tabel nilai variabel reduksi Gauss. Sehingga berdasarkan persamaan dasar dan nilai k dapat disusun batas interval kelas pada uji Chi-Kuadrat seperti pada **Tabel 4.18** berikut :

Tabel 4.18 Batas Distribusi Log Pearson Tipe III

P	k	X
0.2	0.84	2.162
0.4	0.25	2.061
0.6	-0.25	1.976
0.8	-0.84	1.876

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Selanjutnya dilakukan pembagian Sub Kelas :

- Sub Kelas 1 : $X < 1.876 \text{ mm}$
- Sub Kelas 2 : $1.876 \text{ mm} < X < 1.976 \text{ mm}$
- Sub Kelas 3 : $1.976 \text{ mm} < X < 2.061 \text{ mm}$
- Sub Kelas 4 : $2.061 \text{ mm} < X < 2.162 \text{ mm}$
- Sub Kelas 5 : $X > 2.162 \text{ mm}$

Dari perhitungan Sub Kelas diatas kemudian dilakukan perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi Log Pearson Tipe III. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada **Tabel 4.19** berikut :

Tabel 4.19 Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Interval		Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	X_h^2
			O _i	E _i		$(O_i - E_i)^2 / E_i$
1	<	1.876	1	4	9	2.25
2	1.876	1.976	6	4	4	1
3	1.976	2.061	5	4	1	0.25
4	2.061	2.162	5	4	1	0.25
5	>	2.162	3	4	1	0.25
Jumlah			20	20		4

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga $X_h^2=4$ dengan derajat kebebasan $D_k = 2$. Pada derajat kepercayaan 5%, diperoleh nilai $X^2=5.991$. dengan hasil uji Chi Kuadrat harus memenuhi syarat $X_h^2 < X^2$. Maka $4 < 5.991$. Sehingga Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.3.3 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Berdasarkan hasil uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov dan uji kecocokan Chi Square didapatkan hasil seperti pada **Tabel 4.20** dibawah ini :

Tabel 4.20 Kesimpulan Uji Kecocokan

DISTRIBUSI	SMIRNOV-KOLMOGOROF			KETERANGAN	CHI-SQUARE			KETERANGAN
	D _{max}	<	D _o		X _h ²	<	X ²	
LOG PEARSON TIPE III	0.059	<	0.29	OK	4	<	5.991	OK
PEARSON TIPE III	0.117	<	0.29	OK	6.5	<	5.991	NOT OK

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa persamaan distribusi Log Pearson Tipe III yang memenuhi kedua uji kecocokan. Sedangkan pada distribusi Pearson Tipe III tidak memenuhi uji Chi-Square dan hanya memenuhi uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov. Sehingga untuk mencari curah hujan rencana dipakai distribusi Log Pearson Tipe III.

4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Berdasarkan kesimpulan dari hasil uji kecocokan distribusi, maka perhitungan curah hujan rencana dilakukan dengan menggunakan Distribusi Log Pearson Tipe III. Sehingga, persamaan yang akan digunakan adalah persamaan 4.2 yaitu :

$$\text{Log}Xi = \text{Log}X_{rt} + k.S\text{Log}X$$

$$\text{Log}Xi = 2.018 + 0.18.k$$

1. Dari perhitungan analisa frekuensi untuk distribusi Log Pearson Tipe III didapatkan data sebagai berikut :

- $\text{Log} Xi = 2.018$
- $S\text{Log}X = 0.18$
- $Cs = -2.078$

2. Dengan nilai $Cs = -2.078$, maka dapat ditentukan nilai k . dan selanjutnya dapat dihitung besarnya curah hujan untuk setiap periode ulang.

Misalkan pehitungan curah hujan R_{24} maksimum untuk periode selama 10 tahun, nilai k didapatkan dengan cara interpolasi pada tabel nilai k untuk Log Pearson tipe II :

$$\frac{(-2.0) - (-2.1)}{(-2.0) - (-2.2)} = \frac{(0.895 - k)}{(0.895 - 0.844)}$$

$$k = 0.87542$$

3. Sehingga, R_{24} maksimum untuk periode selama 10 tahun adalah :

$$\text{Log}Xi = 2.018 + (0.18 \times 0.87542)$$

$$\text{Log}Xi = 2.168$$

$$Xi = 147.22 \text{ mm}$$

Perhitungan hujan rencana setiap periode secara lengkap dapat dilihat pada **Tabel 4.21** berikut ini:

Tabel 4.21Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Periode Ulang (Tahun)	LOG X	Faktor Distribusi (k)	SLOGX	LOG Xi	Xi (mm)
1	2	2.0188	0.316	0.170	2.073	118.203
2	5	2.0188	0.767	0.170	2.150	141.102
3	10	2.0188	0.875	0.170	2.168	147.200
4	25	2.0188	0.931	0.170	2.177	150.481
5	50	2.0188	0.949	0.170	2.180	151.516
6	100	2.0188	0.957	0.170	2.182	151.995
7	200	2.0188	0.961	0.170	2.182	152.224
8	1000	2.0188	0.965	0.170	2.183	152.476

(Sumber : Hasil perhitungan)

4.5 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif digunakan untuk mencari hidrograf banjir pada periode ulang tertentu melalui perkalian masing-masing unit hidrograf dengan curah hujan efektif karena curah hujan efektif merupakan curah hujan yang langsung menjadi aliran permukaan yang menuju ke sungai. Perlu diketahui bahwa Indonesia merupakan negara dengan iklim tropis yang terdiri dari dua musim yaitu kemarau dan penghujan. Distribusi yang sering terjadi di Indonesia dengan hujan terpusat 5 jam.

Perhitungan rata-rata hujan(R_t) sampai jam ke t adalah :

$$R_t = \frac{R_{24}}{tr} \left(\frac{tr}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana :

$\overline{R_t}$ = Rata – rata hujan pada jam ke – 1 (mm)

t = Waktu lamanya hujan (jam)

tr = Lamanya hujan terpusat (jam)

R_{24} = Curah hujan harian efektif (mm)

- Jam ke-1

$$Rt_1 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585xR_{24}$$

- Jam ke-2

$$Rt_2 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368xR_{24}$$

- Jam ke-3

$$Rt_3 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281xR_{24}$$

- Jam ke-4

$$Rt_4 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232xR_{24}$$

- Jam ke-5

$$Rt_5 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,200xR_{24}$$

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$Rt' = t \times Rt - [(t - 1) \times R_{(t-1)}]$$

Dimana :

Rt' = Curah hujan jam ke - t

Rt = Rata-rata hujan sampai jam ke - t

t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke - t

$R_{(t-1)}$ = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke (t-1)

Maka :

$$R_1 = 1 \times R_1 - 0 = 0,585 R_{24}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 2 \times R_2 - (2-1) \times R_{(2-1)} \\ &= 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} = 0,152 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_3 &= 3 \times R_3 - (3-1) \times R_{(3-1)} \\ &= 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24} \end{aligned}$$

$$R_4 = 4 \times R_4 - (4-1) \times R_{(4-1)} \\ = 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24}$$

$$R_5 = 5 \times R_5 - (5-1) \times R_{(5-1)} \\ = 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24}$$

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju ke sungai. Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t$$

dimana:

R_{eff} = curah hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada **Tabel 4.22** yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (Suyono Sosrodarsono, 2003) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

Tabel 4.22 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)
Pegunungan	0.75 - 0.90
Pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 - 0.75
Dataran pertanian	0.45 - 0.60
Dataran sawah irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai di dataran rendah	0.45 - 0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 - 0.75

(Sumber: Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Dari hasil peninjauan lokasi di lapangan, koefisien pengaliran (C) DAS Kreo diasumsikan sebesar 0.7 dengan kondisi DAS yaitu pegunungan tersier.

Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada **Tabel 4.23** berikut ini:

Tabel 4.23 Curah Hujan Efektif Periode Ulang

NO	PERIODE ULANG	Xi (mm)	C	Reff(mm)
1	2	118.203	0.7	82.74
2	5	141.102	0.7	98.77
3	10	147.200	0.7	103.04
4	25	150.481	0.7	105.34
5	50	151.516	0.7	106.06
6	100	151.995	0.7	106.40
6	200	152.224	0.7	106.56
6	1000	152.476	0.7	106.73

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari perhitungan diatas, dapat dicari distribusi curah hujan efektif tiap jam, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada **Tabel 4.24** berikut ini :

Tabel 4.24 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jam an.

Periode Ulang	Reff	jam ke-				
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
		0.584 R24	0.151R24	0.107R24	0.085R24	0.072R24
2	82.74	48.32	12.49	0.21	7.03	5.96
5	98.77	57.68	14.91	0.54	8.40	7.11
10	103.04	60.18	15.56	1.07	8.76	7.42
25	105.34	61.52	15.91	2.68	8.95	7.58
50	106.06	61.94	16.02	5.35	9.02	7.64
100	106.40	62.14	16.07	10.70	9.04	7.66
200	106.56	62.23	16.09	21.40	9.06	7.67
1000	106.73	62.33	16.12	107.00	9.07	7.68

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.6 Perhitungan Hidrograf

Pada sungai - sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu

dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Perhitungan hidrograf satuan pada Daerah Aliran Sungai Kreo Semarang ini dilakukan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu dengan karakteristik DAS sebagai berikut.

- Luas DAS (A) = 45.9347 km²
- Panjang sungai (L) = 23km
- R₀ = 1 mm
- tg = 0.4+(0.0058xL) (L>15 km)
= 0.4+(0.0058x23)
= 1.734 jam.
- tr = 1 jam.
= 0,325 jam
- T_p = tg + 0,8 tr
= 1.734 + (0,8 x 1)
= 2.534 jam
- $\alpha = \frac{0,47 (A \cdot L)^{0,25}}{tg}$
= $\frac{0,47 (45.9347 \times 23)^{0,25}}{1.734}$
= 1.54531
- T_{0,3} = $\alpha \cdot tg$
= 1.54531 x 1.734
= 2.67957 jam
- Q_p = $\frac{A \cdot R_0}{3,6 (0,3 \times T_p \times T_{0,3})}$
= $\frac{45.9347 \times 1}{3,6 (0,3 \times 2.534 \times 2.67957)}$
= 4.38474 m³/dt

Setelah parameter diatas diketahui maka langkah selanjutnya adalah menghitung ordinat unit hidrograf

untuk masing-masing waktu selama 24 jam. Perhitungan ordinat unit hidrograf pada perencanaan ini dapat dilihat pada tabel-tabel berikut ini :

Tabel 4.25 Ordinat Hidrograf Kurva Naik ($0 < t < t_p$)
 $0 < t < 2.534$

t	$(t/t_p)^{2.4}$	Q
0	0.0000	0.0000
0.1	0.0004	0.0019
0.2	0.0023	0.0099
0.3	0.0060	0.0262
0.4	0.0119	0.0522
0.5	0.0203	0.0892
0.6	0.0315	0.1382
0.7	0.0456	0.2000
0.8	0.0628	0.2756
0.9	0.0834	0.3656
1	0.1074	0.4708
1.1	0.1350	0.5918
1.2	0.1663	0.7292
1.3	0.2015	0.8836
1.4	0.2408	1.0556
1.5	0.2841	1.2457
1.6	0.3317	1.4544
1.7	0.3837	1.6822
1.8	0.4401	1.9296
1.9	0.5010	2.1969
2	0.5667	2.4847
2.1	0.6371	2.7934
2.2	0.7123	3.1234
2.3	0.7925	3.4750
2.4	0.8778	3.8487
2.5	0.9681	4.2449

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.26 Ordinat Hidrograf Kurva Turun ($t_p < t < t_p + t_{0.3}$)
 $2.534 < t < 5.2136$

t	$(t-t_p)/t^{0.3}$	Q
2.6	0.0246	4.2566
2.7	0.0620	4.0696
2.8	0.0993	3.8908
2.9	0.1366	3.7198
3	0.1739	3.5564
3.1	0.2112	3.4001
3.2	0.2485	3.2507
3.3	0.2859	3.1079
3.4	0.3232	2.9714
3.5	0.3605	2.8408
3.6	0.3978	2.7160
3.7	0.4351	2.5967
3.8	0.4725	2.4826
3.9	0.5098	2.3735
4	0.5471	2.2692
4.1	0.5844	2.1695
4.2	0.6217	2.0742
4.3	0.6591	1.9831
4.4	0.6964	1.8959
4.5	0.7337	1.8126
4.6	0.7710	1.7330
4.7	0.8083	1.6568
4.8	0.8457	1.5840
4.9	0.8830	1.5144
5	0.9203	1.4479
5.1	0.9576	1.3843
5.2	0.9949	1.3235

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.27 Ordinat Hidrograf Kurva Turun ($t_p+t_{0.3} < t < t_p+t_{0.3}+1.5t_{0.3}$)

$$5.2136 < t < 9.2329$$

	a	b		
t	(t-tp)+(0.5.t_{0.3})	1.5.t_{0.3}	a/b	Q
5.3	4.1058	4.0194	1.0215	1.2818
5.4	4.2058	4.0194	1.0464	1.2440
5.5	4.3058	4.0194	1.0713	1.2073
5.6	4.4058	4.0194	1.0961	1.1716
5.7	4.5058	4.0194	1.1210	1.1371
5.8	4.6058	4.0194	1.1459	1.1035
5.9	4.7058	4.0194	1.1708	1.0709
6	4.8058	4.0194	1.1957	1.0393
6.1	4.9058	4.0194	1.2205	1.0087
6.2	5.0058	4.0194	1.2454	0.9789
6.3	5.1058	4.0194	1.2703	0.9500
6.4	5.2058	4.0194	1.2952	0.9220
6.5	5.3058	4.0194	1.3201	0.8948
6.6	5.4058	4.0194	1.3449	0.8684
6.7	5.5058	4.0194	1.3698	0.8427
6.8	5.6058	4.0194	1.3947	0.8179
6.9	5.7058	4.0194	1.4196	0.7937
7	5.8058	4.0194	1.4445	0.7703
7.1	5.9058	4.0194	1.4693	0.7476
7.2	6.0058	4.0194	1.4942	0.7255
7.3	6.1058	4.0194	1.5191	0.7041
7.4	6.2058	4.0194	1.5440	0.6833
7.5	6.3058	4.0194	1.5689	0.6632
7.6	6.4058	4.0194	1.5937	0.6436
7.7	6.5058	4.0194	1.6186	0.6246
7.8	6.6058	4.0194	1.6435	0.6062
7.9	6.7058	4.0194	1.6684	0.5883
8	6.8058	4.0194	1.6933	0.5709
8.1	6.9058	4.0194	1.7181	0.5541

8.2	7.0058	4.0194	1.7430	0.5377
8.3	7.1058	4.0194	1.7679	0.5219
8.4	7.2058	4.0194	1.7928	0.5065
8.5	7.3058	4.0194	1.8177	0.4915
8.6	7.4058	4.0194	1.8425	0.4770
8.7	7.5058	4.0194	1.8674	0.4629
8.8	7.6058	4.0194	1.8923	0.4493
8.9	7.7058	4.0194	1.9172	0.4360
9	7.8058	4.0194	1.9420	0.4231
9.1	7.9058	4.0194	1.9669	0.4107
9.2	8.0058	4.0194	1.9918	0.3985

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.28 Ordinat Hidrograf Kurva Turun ($t_p + t_{0.3} < t < t_p + t_{0.3} + 1.5t_{0.3}$)
 $5.2136 < t < 9.2329$

	a	b		
t	(t-tp)+(1.5t _{0.3})	2T _{0.3}	a/b	Q
9.3	10.7854	5.3591	2.0125	0.3887
9.4	10.8854	5.3591	2.0312	0.3801
9.5	10.9854	5.3591	2.0498	0.3716
9.6	11.0854	5.3591	2.0685	0.3634
9.7	11.1854	5.3591	2.0872	0.3553
9.8	11.2854	5.3591	2.1058	0.3474
9.9	11.3854	5.3591	2.1245	0.3397
10	11.4854	5.3591	2.1431	0.3322
10.1	11.5854	5.3591	2.1618	0.3248
10.2	11.6854	5.3591	2.1805	0.3176
10.3	11.7854	5.3591	2.1991	0.3105

10.4	11.8854	5.3591	2.2178	0.3036
10.5	11.9854	5.3591	2.2364	0.2969
10.6	12.0854	5.3591	2.2551	0.2903
10.7	12.1854	5.3591	2.2738	0.2838
10.8	12.2854	5.3591	2.2924	0.2775
10.9	12.3854	5.3591	2.3111	0.2714
11	12.4854	5.3591	2.3297	0.2653
11.1	12.5854	5.3591	2.3484	0.2594
11.2	12.6854	5.3591	2.3671	0.2537
11.3	12.7854	5.3591	2.3857	0.2480
11.4	12.8854	5.3591	2.4044	0.2425
11.5	12.9854	5.3591	2.4230	0.2371
11.6	13.0854	5.3591	2.4417	0.2319
11.7	13.1854	5.3591	2.4603	0.2267
11.8	13.2854	5.3591	2.4790	0.2217
11.9	13.3854	5.3591	2.4977	0.2168
12	13.4854	5.3591	2.5163	0.2119
12.1	13.5854	5.3591	2.5350	0.2072
12.2	13.6854	5.3591	2.5536	0.2026
12.3	13.7854	5.3591	2.5723	0.1981
12.4	13.8854	5.3591	2.5910	0.1937
12.5	13.9854	5.3591	2.6096	0.1894
12.6	14.0854	5.3591	2.6283	0.1852
12.7	14.1854	5.3591	2.6469	0.1811

12.8	14.2854	5.3591	2.6656	0.1771
12.9	14.3854	5.3591	2.6843	0.1731
13	14.4854	5.3591	2.7029	0.1693
13.1	14.5854	5.3591	2.7216	0.1655
13.2	14.6854	5.3591	2.7402	0.1619
13.3	14.7854	5.3591	2.7589	0.1583
13.4	14.8854	5.3591	2.7776	0.1547
13.5	14.9854	5.3591	2.7962	0.1513
13.6	15.0854	5.3591	2.8149	0.1479
13.7	15.1854	5.3591	2.8335	0.1447
13.8	15.2854	5.3591	2.8522	0.1414
13.9	15.3854	5.3591	2.8709	0.1383
14	15.4854	5.3591	2.8895	0.1352
14.1	15.5854	5.3591	2.9082	0.1322
14.2	15.6854	5.3591	2.9268	0.1293
14.3	15.7854	5.3591	2.9455	0.1264
14.4	15.8854	5.3591	2.9642	0.1236
14.5	15.9854	5.3591	2.9828	0.1209
14.6	16.0854	5.3591	3.0015	0.1182
14.7	16.1854	5.3591	3.0201	0.1156
14.8	16.2854	5.3591	3.0388	0.1130
14.9	16.3854	5.3591	3.0575	0.1105
15	16.4854	5.3591	3.0761	0.1080
15.1	16.5854	5.3591	3.0948	0.1056
15.2	16.6854	5.3591	3.1134	0.1033
15.3	16.7854	5.3591	3.1321	0.1010

15.4	16.8854	5.3591	3.1508	0.0987
15.5	16.9854	5.3591	3.1694	0.0965
15.6	17.0854	5.3591	3.1881	0.0944
15.7	17.1854	5.3591	3.2067	0.0923
15.8	17.2854	5.3591	3.2254	0.0903
15.9	17.3854	5.3591	3.2441	0.0882
16	17.4854	5.3591	3.2627	0.0863
16.1	17.5854	5.3591	3.2814	0.0844
16.2	17.6854	5.3591	3.3000	0.0825
16.3	17.7854	5.3591	3.3187	0.0807
16.4	17.8854	5.3591	3.3374	0.0789
16.5	17.9854	5.3591	3.3560	0.0771
16.6	18.0854	5.3591	3.3747	0.0754
16.7	18.1854	5.3591	3.3933	0.0737
16.8	18.2854	5.3591	3.4120	0.0721
16.9	18.3854	5.3591	3.4307	0.0705
17	18.4854	5.3591	3.4493	0.0689
17.1	18.5854	5.3591	3.4680	0.0674
17.2	18.6854	5.3591	3.4866	0.0659
17.3	18.7854	5.3591	3.5053	0.0644
17.4	18.8854	5.3591	3.5240	0.0630
17.5	18.9854	5.3591	3.5426	0.0616
17.6	19.0854	5.3591	3.5613	0.0602
17.7	19.1854	5.3591	3.5799	0.0589
17.8	19.2854	5.3591	3.5986	0.0576
17.9	19.3854	5.3591	3.6173	0.0563
18	19.4854	5.3591	3.6359	0.0551
18.1	19.5854	5.3591	3.6546	0.0538
18.2	19.6854	5.3591	3.6732	0.0526

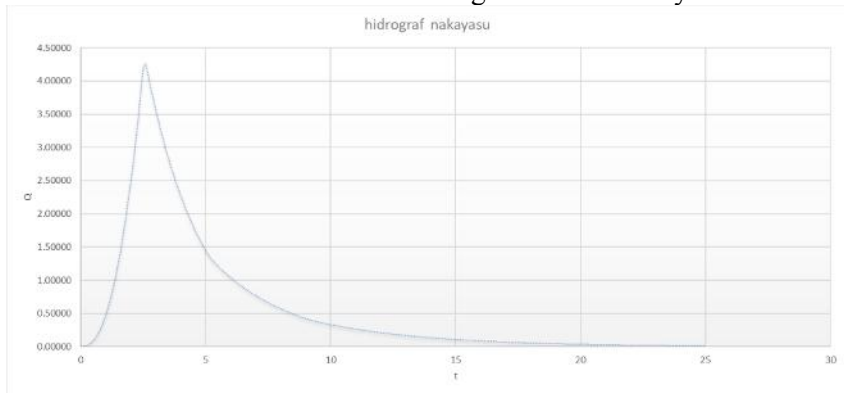
18.3	19.7854	5.3591	3.6919	0.0515
18.4	19.8854	5.3591	3.7106	0.0503
18.5	19.9854	5.3591	3.7292	0.0492
18.6	20.0854	5.3591	3.7479	0.0481
18.7	20.1854	5.3591	3.7665	0.0470
18.8	20.2854	5.3591	3.7852	0.0460
18.9	20.3854	5.3591	3.8038	0.0450
19	20.4854	5.3591	3.8225	0.0440
19.1	20.5854	5.3591	3.8412	0.0430
19.2	20.6854	5.3591	3.8598	0.0420
19.3	20.7854	5.3591	3.8785	0.0411
19.4	20.8854	5.3591	3.8971	0.0402
19.5	20.9854	5.3591	3.9158	0.0393
19.6	21.0854	5.3591	3.9345	0.0384
19.7	21.1854	5.3591	3.9531	0.0376
19.8	21.2854	5.3591	3.9718	0.0367
19.9	21.3854	5.3591	3.9904	0.0359
20	21.4854	5.3591	4.0091	0.0351
20.1	21.5854	5.3591	4.0278	0.0343
20.2	21.6854	5.3591	4.0464	0.0336
20.3	21.7854	5.3591	4.0651	0.0328
20.4	21.8854	5.3591	4.0837	0.0321
20.5	21.9854	5.3591	4.1024	0.0314
20.6	22.0854	5.3591	4.1211	0.0307

20.7	22.1854	5.3591	4.1397	0.0300
20.8	22.2854	5.3591	4.1584	0.0294
20.9	22.3854	5.3591	4.1770	0.0287
21	22.4854	5.3591	4.1957	0.0281
21.1	22.5854	5.3591	4.2144	0.0274
21.2	22.6854	5.3591	4.2330	0.0268
21.3	22.7854	5.3591	4.2517	0.0262
21.4	22.8854	5.3591	4.2703	0.0256
21.5	22.9854	5.3591	4.2890	0.0251
21.6	23.0854	5.3591	4.3077	0.0245
21.7	23.1854	5.3591	4.3263	0.0240
21.8	23.2854	5.3591	4.3450	0.0234
21.9	23.3854	5.3591	4.3636	0.0229
22	23.4854	5.3591	4.3823	0.0224
22.1	23.5854	5.3591	4.4010	0.0219
22.2	23.6854	5.3591	4.4196	0.0214
22.3	23.7854	5.3591	4.4383	0.0210
22.4	23.8854	5.3591	4.4569	0.0205
22.5	23.9854	5.3591	4.4756	0.0200
22.6	24.0854	5.3591	4.4943	0.0196
22.7	24.1854	5.3591	4.5129	0.0192
22.8	24.2854	5.3591	4.5316	0.0187
22.9	24.3854	5.3591	4.5502	0.0183
23	24.4854	5.3591	4.5689	0.0179
23.1	24.5854	5.3591	4.5876	0.0175

23.2	24.6854	5.3591	4.6062	0.0171
23.3	24.7854	5.3591	4.6249	0.0167
23.4	24.8854	5.3591	4.6435	0.0164
23.5	24.9854	5.3591	4.6622	0.0160
23.6	25.0854	5.3591	4.6809	0.0156
23.7	25.1854	5.3591	4.6995	0.0153
23.8	25.2854	5.3591	4.7182	0.0150
23.9	25.3854	5.3591	4.7368	0.0146
24	25.4854	5.3591	4.7555	0.0143
24.1	25.5854	5.3591	4.7742	0.0140
24.2	25.6854	5.3591	4.7928	0.0137
24.3	25.7854	5.3591	4.8115	0.0134
24.4	25.8854	5.3591	4.8301	0.0131
24.5	25.9854	5.3591	4.8488	0.0128
24.6	26.0854	5.3591	4.8675	0.0125
24.7	26.1854	5.3591	4.8861	0.0122
24.8	26.2854	5.3591	4.9048	0.0119
24.9	26.3854	5.3591	4.9234	0.0117
25	26.4854	5.3591	4.9421	0.0114

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari hasil perhitungan diatas, dapat digambarkan grafik hidrograf satuan Nakayasu dengan waktu sebagai absis dan debit sebagai ordinat. Seperti yang terlihat pada **Gambar 4.2** ini :

Gambar 4.2 Grafik Unit Hidrograf Satuan Nakayasu

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.7 Perhitungan Debit Banjir Periode Ulang

Pada perencanaan ini desain Tampungan air memiliki banjir periode ulang yang dipakai adalah 100 tahun. Dengan nilai R efektif sebesar $=106.4$ mm. Perhitungan debit banjir periode ulang 100 dengan metode Nakayasu dapat dilihat pada **Tabel 4.29** sebagai berikut :

Tabel 4.29 Hidrograf Banjir Periode Ulang 100 Tahun.

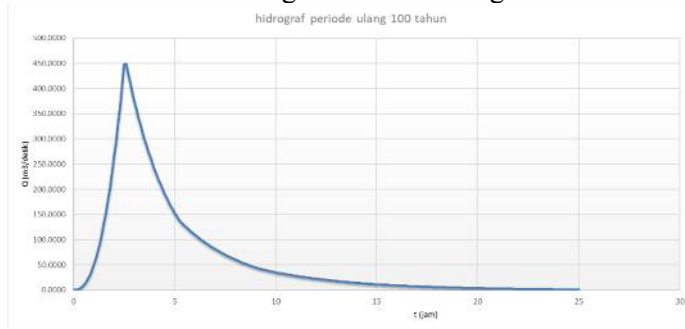
t (jam)	UH	Reff					Q
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	m ³ /dt
		61.95	16.0179	107	9.0167	7.63767	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.002	0.116	0.030	0.201	0.017	0.014	0.378
0.2	0.010	0.613	0.158	1.058	0.089	0.076	1.994
0.3	0.026	1.622	0.419	2.801	0.236	0.200	5.278
0.4	0.052	3.234	0.836	5.586	0.471	0.399	10.527
0.5	0.089	5.526	1.429	9.544	0.804	0.681	17.984

0.6	0.138	8.559	2.213	14.783	1.246	1.055	27.855
0.7	0.200	12.390	3.204	21.401	1.803	1.528	40.326
0.8	0.276	17.071	4.414	29.485	2.485	2.105	55.560
0.9	0.366	22.648	5.856	39.118	3.296	2.792	73.710
1	0.471	29.164	7.541	50.372	4.245	3.596	94.917
1.1	0.592	36.660	9.479	63.319	5.336	4.520	119.313
1.2	0.729	45.174	11.680	78.024	6.575	5.569	147.022
1.3	0.884	54.741	14.154	94.549	7.967	6.749	178.160
1.4	1.056	65.397	16.909	112.953	9.518	8.063	212.840
1.5	1.246	77.173	19.954	133.294	11.232	9.515	251.169
1.6	1.454	90.103	23.297	155.625	13.114	11.109	293.247
1.7	1.682	104.214	26.946	179.998	15.168	12.848	339.175
1.8	1.930	119.537	30.908	206.465	17.398	14.737	389.045
1.9	2.197	136.100	35.190	235.072	19.809	16.779	442.950
2	2.485	153.929	39.800	265.866	22.404	18.978	500.977
2.1	2.793	173.052	44.744	298.894	25.187	21.335	563.213
2.2	3.123	193.492	50.030	334.200	28.162	23.855	629.739
2.3	3.475	215.276	55.662	371.825	31.333	26.541	700.637
2.4	3.849	238.427	61.648	411.811	34.703	29.395	775.985
2.5	4.245	262.969	67.994	454.200	38.275	32.421	855.859
2.6	4.257	263.698	68.182	455.458	38.381	32.511	858.229
3	3.556	220.319	56.966	380.535	32.067	27.163	717.049
4	2.269	140.578	36.348	242.806	20.461	17.332	457.524
5	1.448	89.698	23.192	154.926	13.055	11.059	291.930
6	1.039	64.387	16.648	111.209	9.371	7.938	209.554

7	0.770	47.721	12.339	82.424	6.946	5.883	155.312
8	0.571	35.369	9.145	61.089	5.148	4.361	115.111
9	0.423	26.214	6.778	45.276	3.815	3.232	85.315
10	0.332	20.577	5.320	35.541	2.995	2.537	66.970
11	0.265	16.437	4.250	28.390	2.392	2.026	53.495
12	0.212	13.130	3.395	22.677	1.911	1.619	42.731
13	0.169	10.488	2.712	18.114	1.526	1.293	34.133
14	0.135	8.378	2.166	14.470	1.219	1.033	27.265
15	0.108	6.692	1.730	11.558	0.974	0.825	21.779
16	0.086	5.345	1.382	9.233	0.778	0.659	17.397
17	0.069	4.270	1.104	7.375	0.621	0.526	13.897
18	0.055	3.411	0.882	5.891	0.496	0.420	11.100
19	0.044	2.724	0.704	4.706	0.397	0.336	8.867
20	0.035	2.176	0.563	3.759	0.317	0.268	7.083
21	0.028	1.738	0.449	3.003	0.253	0.214	5.658
22	0.022	1.389	0.359	2.398	0.202	0.171	4.519
23	0.018	1.109	0.287	1.916	0.161	0.137	3.610
24	0.014	0.886	0.229	1.530	0.129	0.109	2.884

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel perhitungan unit hidrograf, selanjutnya dibuat grafik unit hidrograf pada **Gambar 4.3.** dari grafik tersebut dapat terlihat bahwa debit maksimum yang terjadi pada periode ulang 100 tahun adalah sebesar 449.52 m³/dt.

Gambar 4.3 Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun.

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.8 Analisa Kebutuhan Air

Analisa kebutuhan air dihitung dari kebutuhan air penduduk Kota Semarang. Caranya dengan memproyeksikan jumlah penduduk pada masa yang akan datang. Dalam perhitungan ini diambil 25 tahun kedepan.

4.8.1. Perhitungan Proyeksi Penduduk

Menurut data yang ada pada tahun 2015, jumlah penduduk sebesar 1.776.618 jiwa dengan besarnya pertumbuhan penduduk rata-ratanya adalah sebesar 0.59%. metode yang digunakan dalam proyeksi pertumbuhan penduduk ini adalah metode Linear Geometri. Hasil perhitungan proyeksi penduduk Kota Semarang untuk 25 tahun mendatanag dengan metode Linear Geometri adalah seperti pada **Tabel 4.30** berikut ini :

Tabel 4.30 Proyeksi Jumlah Penduduk Kota Semarang.

NO	TAHUN	JUMLAH PENDUDUK (JIWA)
1	2015	1.776.618
2	2020	1.829.650
3	2025	1.884.266
4	2030	1.940.511
5	2035	1.998.436
6	2040	2.058.090

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Pada kondisi sekarang, jumlah penduduk yang telah terpenuhi kebutuhan airnya adalah sebesar 66% dari total jumlah penduduk yaitu sebesar 1.172.567 jiwa. Sedangkan dalam perencanaan, cakupan layanan terpenuhinya pada tahun 2040 direncanakan sebesar 78%. Yaitu sebesar $(0.78 \times 2.058.090) = 1.605.309$ jiwa. Dalam perencanaan Tugas Akhir ini, tampungan berfungsi sebagai tambahan sumber daya air baru untuk memenuhi cakupan layanan. Maka tampungan air dalam tugas akhir ini direncanakan untuk memenuhi kebutuhan air penduduk sejumlah $1.605.309 - 1.172.567 = 432.741$ jiwa. Agar pada tahun 2040 cakupan layanan menjadi 78%.

4.8.2. Perhitungan Kebutuhan Air Baku

Kebutuhan air penduduk didasarkan pada acuan yang telah ditetapkan oleh Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum. Sehingga direncanakan kebutuhan air penduduk sebesar 190 liter/orang/hari.

Tabel 4.31 Kebutuhan Air

NO	TAHUN	JUMLAH PENDUDUK	KEBUTUHAN PENDUDUK	KEBUTUHAN PENDUDUK	KEBUTUHAN AIR TOTAL	KEHILANGAN AIR	KEBUTUHAN AIR TOTAL	KEBUTUHAN AIR TOTAL
			(DOMESTIK)	(NON DOMESTIK)		(10%)		
		(Jtwa)	(Lt/dt)	(Lt/dt)	(Lt/dt)	(Lt/dt)	(Lt/dt)	(m ³ /hari)
1	2015	1,776,618	3,906.91	390.7	4297.6	429.76	4,727.4	408,444.48
2	2020	1,787,100	3,929.97	393.0	4323.0	432.30	4,755.3	410,854.30
3	2025	1,797,644	3,953.15	395.3	4348.5	434.85	4,783.3	413,278.34
4	2030	1,808,250	3,976.48	397.6	4374.1	437.41	4,811.5	415,716.68
5	2035	1,818,919	3,999.94	400.0	4399.9	439.99	4,839.9	418,169.41
6	2040	1,829,650	4,023.54	402.4	4425.9	442.59	4,868.5	420,636.61
7	78% pada 2040	432,742	951.63	95.2	1046.8	104.68	1,151.5	99,487.37

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari perhitungan **Tabel 4.31** diatas dapat disimpulkan bahwa kebutuhan penduduk Kota Semarang yang akan dilayani oleh tampungan air sebagai sumber daya air baru untuk pemenuhan layanan pada tahun 2040 sebesar 78% adalah 99.487 m³/hari.

4.9 Perhitungan Evaporasi

Evaporasi merupakan faktor penting dalam studi pengembangan sumber daya air. Evaporasi adalah peristiwa berubahnya air menjadi uap dan bergerak dari permukaan tanah dan permukaan air ke udara. Factor-faktor yang mempengaruhi evaporasi adalah temperatur air, temperatur udara (atmosfir), kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, sinar matahari dan lain-lain yang saling berhubungan satu dengan yang lain.

Untuk memprediksi kondisi iklim di areal proyek didasarkan pada data iklim dari stasiun klimatologi terdekat, yang merupakan stasiun klimatologi dengan parameter-parameter data yang tercatat cukup lengkap, meliputi temperatur, kelembaban udara relatif, radiasi matahari, dan kecepatan angin. Data Klimatologi yang digunakan berasal dari stasiun BMKG Kota Semarang.

Data yang digunakan adalah seperti pada **Tabel 4.32** berikut ini :

Tabel 4.32 Data Klimatologi Stasiun Klimatologi Kota Semarang

Unsur	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
Suhu (°C)	26.9	26.9	27.5	27.8	28.7	28.1	28.1	28.0	29.0	30.2	29.6	28.2
Kelembaban (%)	83	83	82	82	72	66	66	65	58	59	73	81
Kec.Angin (Km/Jam)	5.3	6.5	6	5.1	6.2	5.4	7	7	6	7	6	5

(Stasiun Klimatologi Kota Semarang)

Evaporasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penman.

Contoh perhitungan evaporasi adalah sebagai berikut.

Data bulan Januari:

- Temperatur udara sebesar 26,9° C
Berdasarkan interpolasi dari tabel menunjukkan bahwa besarnya tekanan uap jenuh (e_a) pada temperatur udara 26.9° C adalah sebesar 35.66 mm/Hg.
- Kecepatan angin (V) sebesar 5.3 km/jam atau setara dengan = 204.5 mil/hari
- Kelembaban 83,00 %.

Besarnya tekanan uap sebenarnya dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} e_d &= e_a \times RH \\ &= 35.66 \times 83,00\% \\ &= 29.66 \text{ mm/Hg} \end{aligned}$$

- Besarnya evaporasi dihitung dengan berdasarkan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} E &= 0,35 (35.66 - 29.66) \left(1 + \frac{204.5}{100}\right) \\ &= 6.39 \text{ mm/hari} \\ &= 0.2 \text{ m/bulan} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan evaporasi dapat dilihat pada **Tabel 4.33** berikut ini :

Tabel 4.33 Tabel perhitungan Evaporasi

Bulan	Temperatur	Kelembaban Udara	Keccepatan Angin	Keccepatan Angin	Ea	Ed	E	E
	C	%	km/jam	mil/hr	mm/hg	mm/hg	mm/hari	m/bulan
Januari	26.9	83	5.3	204.50	35.66	29.66	6.39	0.20
Februari	26.9	83	6.5	250.80	35.66	29.77	7.23	0.20
Maret	27.5	82	6	231.51	37.81	30.85	8.08	0.25
April	27.8	82	5.1	196.78	37.37	30.46	7.17	0.22
Mei	28.7	72	6.2	239.23	40.06	28.85	13.31	0.41
Juni	28.1	66	5.4	208.36	37.81	25.13	13.69	0.41
Juli	28.1	66	7	266.24	37.81	24.85	16.61	0.51
Agustus	28.0	65	7	277.81	37.81	24.55	17.54	0.54
September	29.0	58	6	243.09	40.06	23.27	20.16	0.60
Oktober	30.2	59	7	262.38	42.85	25.34	22.20	0.69
Nopember	29.6	73	6	219.94	40.38	29.33	12.38	0.37
Desember	28.2	81	5	177.49	38.25	31.05	7.00	0.22

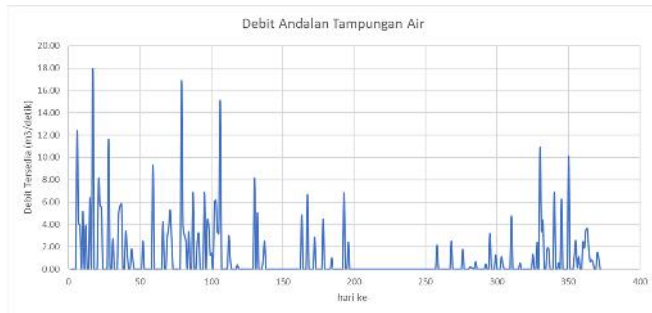
(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.10 Analisa Ketersediaan Air

Analisis Debit tersedia digunakan untuk mengetahui apakah debit yang tersedia selama 1 periode mampu memenuhi kebutuhan air baku masyarakat. Pada analisis ini digunakan metode FJ Mock dimana metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada catchment area sebagian akan hilang sebagi evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi *direct run off* dan sebagian akan masuk ke dalam tanah (*infiltrasi*).

Debit andalan dianalisis berdasarkan debit tersedia FJ Mock dimana prosentase ketersediaan sebesar 80% terlampaui dan selanjutnya dijadikan debit andalan. Prosentase yang akan diambil untuk debit andalan adalah sebesar minimal 80% sehingga prosentase tidak terpenuhinya adalah sebesar 20%.

Tabel 4.34 Debit Andalan Tampungan Air

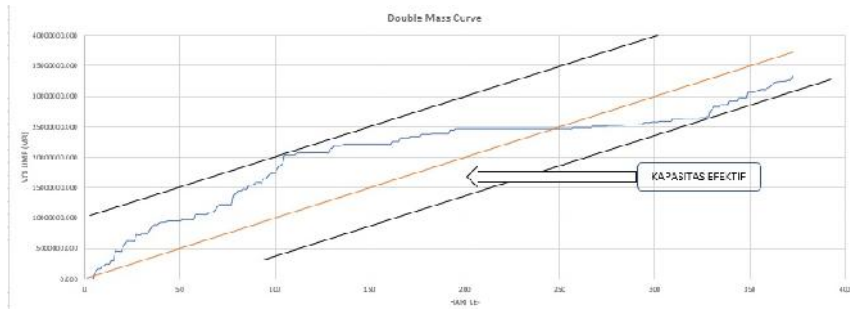


4.11 Analisa Keseimbangan Air

Pada analisa keseimbangan air ini, debit *outflow* adalah debit untuk kebutuhan air baku ditambah dengan evaporasi. Sedangkan debit *inflow* adalah debit andalan. Hasil dari analisa keseimbangan adalah volume efektif, yang apabila dicocokkan dengan lengkung kapasitasnya dapat diketahui elevasi pada saat kapasitas tampungan efektif. Perhitungan keseimbangan dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.35 Tabel perhitungan Keseimbangan Air bulan Januari.

Bulan/Period	Q	inflow	evaporasi		kebutuhan air baku	total outflow	I kom	O kom
	m³/dt	m³	mm	m³	m³/hari	m³	m³	m³
Januari	1	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	99825.837
	2	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	199651.673
	3	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	299477.510
	4	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	399303.347
	5	12.356	1067575.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	499129.183
	6	4.117	355666.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	598955.020
	7	3.941	340519.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	698780.857
	8	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	798606.694
	9	5.168	446548.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	898432.530
	10	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	998258.367
	11	3.941	340519.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1098084.203
	12	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1197910.040
	13	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1297735.877
	14	6.396	552577.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1397561.713
	15	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1497387.550
	16	17.966	1552279.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1597213.387
	17	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1697039.223
	18	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1796865.060
	19	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1896690.897
	20	7.973	688900.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	1996516.733
	21	5.694	491989.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2096342.570
	22	5.519	476842.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2196168.407
	23	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2295994.243
	24	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2395820.080
	25	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2495645.917
	26	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2595471.753
	27	11.655	1006987.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2695297.590
	28	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2795123.427
	29	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2894949.263
	30	2.714	234490.131	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	2994775.100
	31	0.000	0.000	3.817	338.463	99487.37365	99825.837	3094600.937

Gambar 4.4 Gambar Double Mass Curve

$$\text{Kapasitas efektif} = 18.5172 \times 10^6 \text{ m}^3$$

4.12 Analisa Volume Waduk

4.12.1 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu waduk. Perhitungan hubungan antara elevasi terhadap volume bendungan didasarkan pada peta topografi dan beda tinggi. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk tersebut.

Perhitungan luasan tiap elevasi dihitung menggunakan program AutoCAD dengan beda elevasi masing – masing kontur sebesar 5 m. Hasil perhitungan luasan pada masing – masing elevasi adalah seperti **Tabel** berikut:

Tabel 4.36 Perhitungan Luas Area Tiap Elevasi Pada Kontur.

No	Elevasi	Luas (F)
	m	m ²
1	95	1,035
2	100	9,080
3	105	16,040
4	110	26,330
5	115	35,795
6	120	69,476
7	125	282,352
8	130	482,722
9	135	808,169
10	140	838,074
11	145	885,080
12	150	1,049,448
13	155	1,198,840
14	160	1,343,950
15	165	1,497,070

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Contoh perhitungan volume antara kontur +100 dan +105 adalah sebagai berikut :

Dari tabel di atas didapat :

$$F_{+100} = 9.080 \text{ m}^2$$

$$F_{105} = 16.040 \text{ m}^2$$

Volume antara kontur +100 dan +105 dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V = \sum \left\{ \frac{1}{2} (F_i + F_{i+1}) X \right\} \dots\dots\dots (4.7)$$

V : Volume tampungan antara 2 kontur yang berurutan (m³)

$F_{(i)}$: luas tampungan pada kontur ke – i (m²)

$F_{(i+1)}$: luas tampungan pada kontur ke – (i+1) (m²)

X : beda tinggi antara 2 kontur (m)

Sehingga volume antara kontur +100 dan +105 adalah :

$$V = \frac{1}{2} x (9080 + 16040) x 5 = 62800 \text{ m}^3$$

Untuk perhitungan volume antara 2 kontur yang lain ditabelkan dalam **Tabel** sebagai berikut :

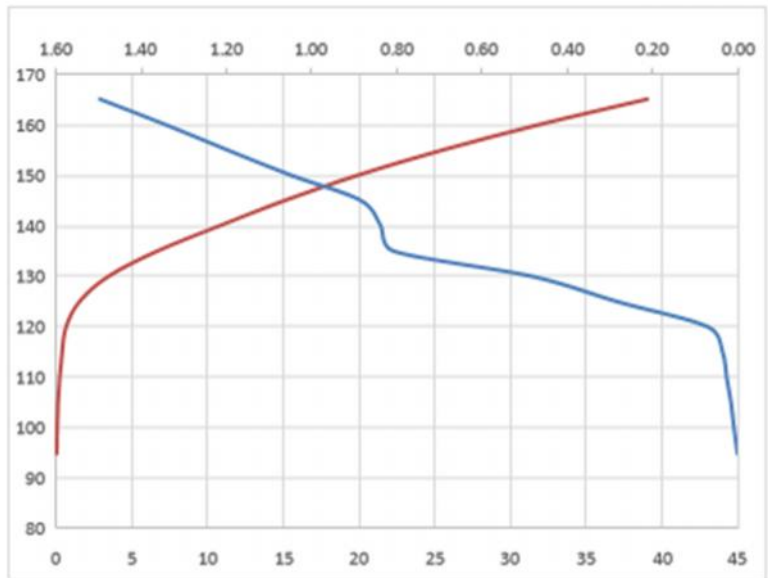
Tabel 4.37 Perhitungan Volume Tiap Elevasi Pada Kontur

No	Elevasi	Luas (F)	F rata-rata	X	V	V kumulatif
	m	m ²	m ²	m	m ³	m ³
1	95	1035				
2	100	9080	5057.5	5	25287.5	25287.5
3	105	16040	12560.0	5	62800	88087.5
4	110	26330	21185.0	5	105925	194012.5
5	115	35795	31062.5	5	155312.5	349325
6	120	69476	52635.5	5	263177.5	612502.5
7	125	282352	175914.0	5	879570	1492072.5
8	130	482722	382537.0	5	1912685	3404757.5
9	135	808169	645445.5	5	3227227.5	6631985
10	140	838074	823121.5	5	4115607.5	10747592.5
11	145	885080	861577.0	5	4307885	15055477.5
12	150	1049448	967264.0	5	4836320	19891797.5
13	155	1198840	1124144.0	5	5620720	25512517.5
14	160	1343950	1271395.0	5	6356975	31869492.5
15	165	1497070	1420510.0	5	7102550	38972042.5

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari hasil perhitungan luas dan volume tiap elevasi pada kontur, dapat digambarkan grafik lengkung kapasitas waduk seperti pada **Gambar** berikut ini :

Gambar 4.5 Lengkung Kapasitas Waduk



(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.12.2 Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Kapasitas mati atau *Dead Storage* adalah kapasitas yang mengisi ruang antara dasar terendah waduk sampai duga muka air rendah. Isi mati ini biasanya untuk menampung penumpukan sedimen, artinya bila tumpukan sedimen sudah melebihi duga muka air rendah, maka sedimen harus dikuras atau bila tidak maka waduk dikatakan sudah tidak berfungsi lagi.

Karena tidak adanya hasil pengukuran sedimen yang dapat digunakan pada perencanaan ini, maka penentuan sedimen ditentukan dengan persamaan.

Sebelum melakukan perhitungan, lebih dahulu dilakukan analisa untuk mengetahui tipe zona sedimentasi berdasarkan topografi dan geologi lokasi. Setelah dilakukan analisa terhadap karakteristik topografi dan geologi yang ada didapatkan data data seperti berikut :

- Luas DAS = 45.9347 km²
 - Dataran stabil
 - Daerah aliran masuk dalam kategori zona C
- Sehingga bisa ditentukan besarnya tingkat erosi pada daerah tangkapan diperkirakan sebesar 80 m³/km²/tahun.

Maka, volume sedimen total selama 1000 tahun adalah sebesar

$$\begin{aligned}\text{Volume sedimen total} &= 100 \times 45.9347 \times 1000 \\ &= 3.672.000 \text{ m}^3.\end{aligned}$$

Berdasarkan analisis volume *dead storage* yang terjadi dapat diplotkan terhadap lengkung kapasitas waduk. Nilai dari 3.672.000 m³ didapatkan pada elevasi +130 m.

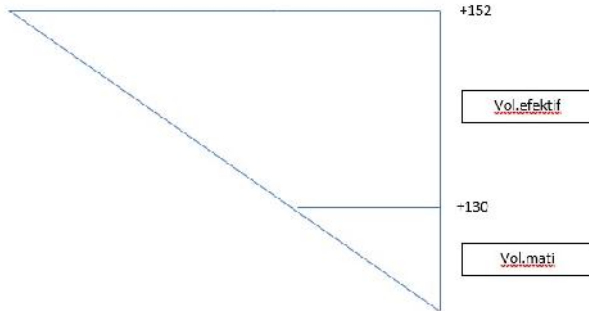
4.12.3 Kapasitas Efektif

Kapasitas efektif didapat pada analisa keseimbangan air. Dimana kapasitas tampungan pada saat efektif yaitu sebesar 18.5172 x 10⁶ m³.

4.12.4 Kapasitas Total

Kapasitas total didapat dari penjumlahan volume mati ditambah dengan volume efektif. Sehingga didapat volume total. Kapasitas total dari Tampungan Air adalah 18.517.2000 + 3.672.000 = 22.1892 x 10⁶ m³

Yaitu pada elevasi +152 m



4.13 Analisa Flood Routing

Sebelum melakukan perhitungan penelusuran banjir, terlebih dahulu dilakukan penentuan muka air banjir. Muka air banjir didasarkan pada debit banjir rencana 100 tahun yang sudah dihitung pada sub bab sebelumnya yang besarnya adalah $449.52 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sebelum menentukan muka air banjir terlebih dahulu dihitung debit air yang melimpah pada spillway. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$Q = C \cdot L \cdot H_o^{3/2}$$

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

Q = Debit yang melimpah (debit banjir rencana)
(m^3/dt)

C = Koefisien limpasan

L = Lebar efektif mercu bendung (m) (diasumsikan)

H_o = Total tinggi air diatas mercu bendung (m)

Koefisien limpahan (C_d) dari suatu bendung dengan dinding hulu ambang tegak dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki seperti berikut.

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \times \left(\frac{Hd}{W} \right)^{0.9900}$$

dimana:

C_d = koefisien limpahan pada saat

W = tinggi jagaan bendung (m)

H_d = tinggi air di atas mercu bendung (m)

Kapasitas pelimpah direncanakan adalah sebagai berikut :

- Debit banjir rencana = 449.52 m³/dt
- lebar efektif mercu pelimpah = 15 m (diasumsikan)
- Tinggi pelimpah (P) = 57 m
- Elevasi ambang pelimpah = + 152 m

Tabel 4.38 Perhitungan Elevasi, Tampang dan Debit

ELEVASI	H	C	Q	Q/2	V	S	S-(dt x Q/2)	S+(dt x Q/2)
M	m		m ³ /dk	m ³ /dk	m ³	m ³	m ³	m ³
+152.00	0.00	2.2	0	0	22,140,085.50	0	0	0
+152.10	0.10	2.20	1.04	0.52	22,252,499.90	112,414.40	110,537.232	114,291.57
+152.20	0.20	2.20	2.95	1.47	22,364,914.30	224,828.80	219,522.7838	230,134.82
+152.30	0.30	2.20	5.41	2.71	22,477,328.70	337,243.20	327,501.67	346,984.73
+152.40	0.40	2.19	8.33	4.16	22,589,743.10	449,657.60	434,669.1143	464,646.09
+152.50	0.50	2.19	11.63	5.81	22,702,157.50	562,072.00	541,138.3104	583,005.69
+152.60	0.60	2.19	15.28	7.64	22,814,571.90	674,486.40	646,985.8718	701,986.93
+152.70	0.70	2.19	19.24	9.62	22,926,986.30	786,900.80	752,268.2165	821,533.38
+152.80	0.80	2.19	23.49	11.75	23,039,400.70	899,315.20	857,029.1905	941,601.21
+152.90	0.90	2.19	28.01	14.01	23,151,815.10	1,011,729.60	961,304.1772	1,062,155.02
+153.00	1.00	2.19	32.79	16.39	23,264,229.50	1,124,144.00	1,065,122.536	1,183,165.46
+153.10	1.10	2.18	37.81	18.90	23,376,643.90	1,236,558.40	1,168,509.156	1,304,607.64
+153.20	1.20	2.18	43.05	21.52	23,489,058.30	1,348,972.80	1,271,485.501	1,426,460.10
+153.30	1.30	2.18	48.51	24.25	23,601,472.70	1,461,387.20	1,374,070.342	1,548,704.06
+153.40	1.40	2.18	54.18	27.09	23,713,887.10	1,573,801.60	1,476,280.276	1,671,322.92
+153.50	1.50	2.18	60.05	30.02	23,826,301.50	1,686,216.00	1,578,130.133	1,794,301.87
+153.60	1.60	2.18	66.11	33.05	23,938,715.90	1,798,630.40	1,679,963.269	1,917,627.53
+153.70	1.70	2.18	72.36	36.18	24,051,130.30	1,911,044.80	1,780,801.8	2,041,287.80
+153.80	1.80	2.17	78.78	39.39	24,163,544.70	2,023,459.20	1,881,646.787	2,165,271.61
+153.90	1.90	2.17	85.39	42.69	24,275,959.10	2,135,873.60	1,982,178.385	2,289,568.82
+154.00	2.00	2.17	92.16	46.08	24,388,373.50	2,248,288.00	2,082,405.96	2,414,170.04
+154.10	2.10	2.17	99.09	49.55	24,500,787.90	2,360,702.40	2,182,338.193	2,539,066.61
+154.20	2.20	2.17	106.19	53.09	24,613,202.30	2,473,116.80	2,281,983.158	2,664,250.44
+154.30	2.30	2.17	113.43	56.72	24,725,616.70	2,585,531.20	2,381,348.395	2,789,714.00
+154.40	2.40	2.17	120.84	60.42	24,838,031.10	2,697,945.60	2,480,440.965	2,915,450.24
+154.50	2.50	2.17	128.38	64.19	24,950,445.50	2,810,360.00	2,579,267.5	3,041,452.50
+154.60	2.60	2.16	136.08	68.04	25,062,859.90	2,922,774.40	2,677,834.251	3,167,714.55
+154.70	2.70	2.16	143.91	71.96	25,175,274.30	3,035,188.80	2,776,147.119	3,294,230.48
+154.80	2.80	2.16	151.88	75.94	25,287,688.70	3,147,603.20	2,874,211.688	3,420,994.71
+154.90	2.90	2.16	159.99	80.00	25,400,103.10	3,260,017.60	2,972,033.258	3,548,001.94
+155.00	3.00	2.16	168.23	84.12	25,512,517.50	3,372,432.00	3,069,616.864	3,675,247.14
+155.10	3.10	2.16	176.60	88.30	25,624,931.90	3,484,846.40	3,161,021.022	3,801,498.37
+155.20	3.20	2.16	185.10	92.55	25,737,346.30	3,597,260.80	3,251,436.180	3,927,749.60
+155.30	3.30	2.15	193.72	96.86	25,849,760.70	3,709,675.20	3,341,851.338	4,053,990.83
+155.40	3.40	2.15	202.46	101.23	25,962,175.10	3,822,089.60	3,432,266.496	4,180,242.06
+155.50	3.50	2.15	211.32	105.66	26,074,589.50	3,934,504.00	3,522,681.654	4,306,493.29

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.39 Perhitungan Penelusuran Banjir

jam	t	inflow	I rata	I x dt	s-(dt x Q/2)	s+(dt x Q/2)	elevasi	Q
jam	jam	m3/dt	m3/dt	m3	m3		m	m3/dt
1	0	0.0000	47.59612	171346.0222	0	171,346.02	152.00	0
2	1	95.1922	298.8099	1075715.749	110,537.23	1,186,252.98	152.10	1.04
3	2	502.4276	610.7763	2198794.509	1,065,122.54	3,263,917.05	153.00	32.79
4	3	719.1249	588.9865	2120351.414	1,881,646.79	4,001,998.20	153.80	78.78
5	4	458.8481	375.8114	1352921.177	2,082,405.96	3,435,327.14	155.30	193.72
6	5	292.7747	251.4678	905283.9957	2,082,405.96	2,987,689.96	154.80	151.88
7	6	210.1608	182.9614	658661.0349	2,082,405.96	2,741,066.99	154.50	128.38
8	7	155.7620	135.603	488170.7334	2,082,405.96	2,570,576.69	154.30	113.43
9	8	115.4440	100.503	361810.7833	2,082,405.96	2,444,216.74	154.10	99.09
10	9	85.5620	76.36313	274907.2567	2,082,405.96	2,357,313.22	154.00	92.16
11	10	67.1642	60.40716	217465.7704	2,082,405.96	2,299,871.73	153.90	85.39
12	11	53.6501	48.2526	173709.3651	1,982,178.38	2,155,887.75	153.80	78.78
13	12	42.8551	38.54367	138757.2098	1,881,646.79	2,020,404.00	153.70	72.36
14	13	34.2322	30.78828	110837.7966	1,780,801.80	1,891,639.60	153.60	66.11
15	14	27.3443	24.59335	88536.0636	1,679,633.27	1,768,169.33	153.50	60.05
16	15	21.8424	19.64491	70721.67436	1,578,130.13	1,648,851.81	153.40	54.18
17	16	17.4475	15.69215	56491.72802	1,476,280.28	1,532,772.00	153.30	48.51
18	17	13.9368	12.53472	45124.99687	1,374,070.34	1,419,195.34	153.20	43.05
19	18	11.1326	10.0126	36045.37185	1,271,485.50	1,307,530.87	153.10	37.81
20	19	8.8926	7.997962	28792.66309	1,168,509.16	1,197,301.82	153.00	32.79
21	20	7.1033	6.388688	22999.27578	1,065,122.54	1,088,121.81	152.90	28.01
22	21	5.6741	5.103216	18371.57906	961,304.18	979,675.76	152.80	23.49
23	22	4.5324	4.076395	14675.0237	857,029.19	871,704.21	152.70	19.24
24	23	3.6204	3.256182	11722.25425	752,268.22	763,990.47	152.60	15.28
25	24	2.8919	2.601004	9363.613131	646,985.87	656,349.48	152.50	11.63
		2.310058341						

Gambar 4.6 Gambar Kurva Penelusuran Banjir

Dari perhitungan di atas didapat elevasi muka air banjir maksimum terletak pada elevasi +155.3m dengan debit puncak sebesar 193.72 m³/dt.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN TUBUH BENDUNGAN

Analisis tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendungan, kemiringan lereng bendungan, lebar puncak bendungan dan Panjang dasar bendungan.

5.1. Tinggi Bendungan

Tinggi bendungan adalah perbedaan elevasi antara dasar pondasi timbunan dengan elevasi mercu bendungan. Elevasi mercu bendungan merupakan elevasi mercu spillway ditambah dengan tinggi bebas (free board). Dimana nilai dari *free board* diambil dari *The Japanese National Committee of Large Dams* (JANCOLDS). Berdasarkan perencanaan diketahui bahwa tinggi muka air pada kondisi banjir adalah > 50 m. Berdasarkan tabel JANCOLDS didapatkan tinggi ruang bebas minimal adalah 3,00 m. Sehingga tinggi bendungan yang direncanakan adalah sebagai berikut:

- Elevasi dasar bendungan = + 95 m
- Elevasi mercu pelimpah = + 152 m
- Elevasi Muka Air Banjir = + 155.3 m
- Tinggi ruang bebas = 3,00 m
- Elevasi puncak bendungan = + 155.3 + 3
 = + 158.3 m
- Tinggi bendungan = (+ 158.3) – (+95)
 = 63.3 m

5.2. Perencanaan Lebar Mercu Bendungan

Untuk menghitung lebar minimum dipakai rumus :

$$b = 3.6 \times H^{(1/3)} - 3,00$$

$$b = 3.6 \times 63.3^{(1/3)} - 3,00$$

$$b = 11.1 \text{ m}$$

5.3. Kemiringan Lereng Bendungan

Perhitungan kemiringan lereng bendungan untuk bagian hulu dan hilir dengan angka keamanan dalam perencanaan bendungan dipakai $SF=1.5$, sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi &= 25^\circ \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1.916 \text{ t/m}^3 \\ SF &= 1.50 \\ k &= 0.1\end{aligned}$$

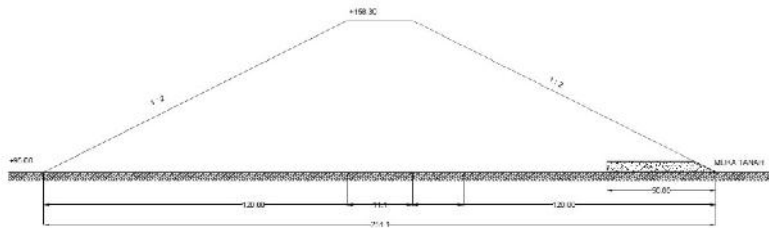
Perhitungan kemiringan lereng hilir dan hulu bendungan menggunakan rumus sebagai berikut:

- Kemiringan lereng hulu (m) :

$$\begin{aligned}SF &= \frac{m - (k \times \gamma' \times \tan \phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)} \\ 1,50 &= \frac{m - (0,1 \times (1.916) \times \tan 25)}{1 + (0,1 \times 1.916 \times m)} \\ m &= 1.836 \text{ m (Pakai 2 m)}\end{aligned}$$

- Kemiringan lereng hilir

$$\begin{aligned}SF &= \frac{n - (k \times \tan \phi)}{1 + (k \times n)} \\ 1,50 &= \frac{n - (0,1 \times \tan 25)}{1 + (0,1 \times n)} \\ n &= 1.8 \text{ (Pakai 2 m)}\end{aligned}$$

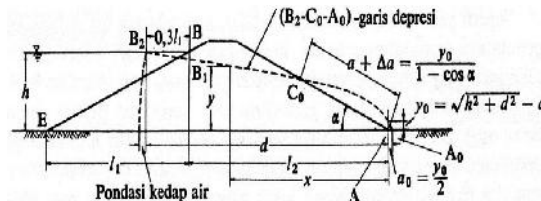


Gambar 5.1 Gambar Layout Bendungan.

5.4. Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi menggunakan “Metode *Casagrande*”, dengan peninjauan ujung tumit hilir sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Pada perencanaan ini dilakukan perhitungan garis depresi pada saat tiga kondisi yaitu sebagai berikut:

1. Kondisi muka air banjir
2. Kondisi muka air penuh (setinggi mercu)
3. Kondisi muka air setinggi *dead storage*



Gambar 5.2. Garis Depresi

5.4.1. Kondisi Muka Air Banjir

- Elevasi Muka Air Bujur = +155.3 m.
- Elevasi Dasar Bendungan = +95 m
- Panjang drain direncanakan = 50 m
- Lebar dasar bendungan = 251.1 m.
- $h = (155.3 - 95) = 60.3$ m.
- $L_1 = 2 (\text{Kemiringan } 1:2) \times (60.3 \times 2) = 120.6$ m

- $L_2 = 251.1 - l_1 - L_{\text{Drain}}$
 $= 251.1 - 120.6 - 50.00 = 80.5 \text{ m}$
- $d = l_2 + 0.3 l_1 = 80.5 + (0.3 \times 120.6) = 116.67 \text{ m}$

Nilai pada saat $x = 0.00 \text{ m}$

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(116.67)^2 + (60.3)^2} - 116.67$$

$$y_o = 14.66$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{14.66x + (14.66)^2}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai x $0 < x < 116.67$

Tabel 5.1 Koordinat Garis Depresi Muka Air Banjir

x	y
0	14.66117
-7.33058	0
15	25.58876
30	33.08504
45	39.17212
60	44.43298
75	49.13375
90	53.42247
105	57.39159
116.6735	60.3

(Sumber : Perhitungan)

5.4.2. Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

- Elevasi Muka Air pelimpah = +152 m
- Elevasi Dasar Bendungan = +95 m
- Panjang drain direncanakan = 50 m
- Lebar dasar bendungan = 251.1 m.
- $h = (152 - 95) = 57 \text{ m.}$
- $L_1 = 2 (\text{Kemiringan } 1:2) \times (57 \times 2) = 114 \text{ m}$
- $L_2 = 251.1 - l_1 - L \text{ Drain} = 251.1 - 114 - 50.00 = 87.1 \text{ m}$
- $d = l_2 + 0.3 l_1 = 87.1 + (0.3 \times 114) = 121.29 \text{ m}$

Nilai pada saat $x = 0.00 \text{ m}$

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(121.29)^2 + (57)^2} - 121.29$$

$$y_o = 12.726$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{12.726x + (12.726)^2}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai $x \quad 0 < x < 121.29$

Tabel 5.2 Koordinat Garis Depresi muka air penuh

x	y
0	12.72558
-6.36279	0
15	23.31754
30	30.42162
45	36.1558
60	41.09756
75	45.50579
90	49.52316
105	53.23825
121.2935	57

(Sumber : Perhitungan)

5.4.3. Kondisi Muka Air setinggi *Dead Storage*

- Elevasi Muka Air dead storage = +132 m
- Elevasi Dasar Bendungan = +95 m
- Panjang drain direncanakan = 50 m
- Lebar dasar bendungan = 251.1 m.
- $h = (132 - 95) = 37 \text{ m.}$
- $L_1 = 2 (\text{Kemiringan } 1:2) \times (37 \times 2) = 74 \text{ m}$
- $L_2 = 251.1 - l_1 - L \text{ Drain}$
 $= 251.1 - 74 - 50.00 = 127.1 \text{ m}$
- $d = l_2 + 0.3 l_1 = 127.1 + (0.3 \times 74) = 149.29 \text{ m}$

Nilai pada saat $x = 0.00 \text{ m}$

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(149.29)^2 + (37)^2} - 149.29$$

$$y_o = 4.516$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{4.516x + (4.516)^2}$$

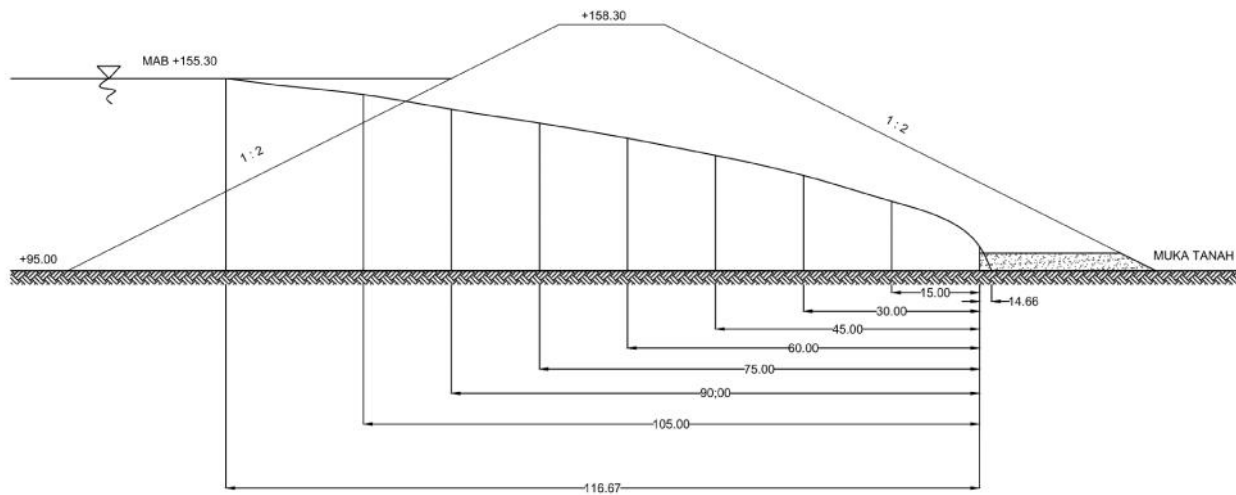
Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai x $0 < x < 149.29$

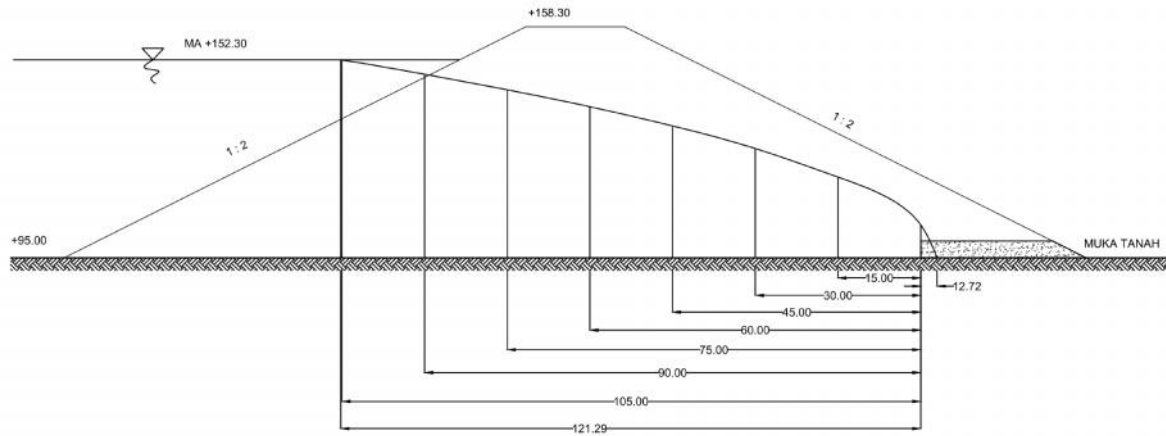
Tabel 5.3 Koordinat Garis Depresi muka air mati

x	y
0	4.516607
-2.2583	0
15	23.31754
30	30.42162
45	36.1558
60	41.09756
75	45.50579
90	49.52316
105	53.23825
149.2935	62.9415

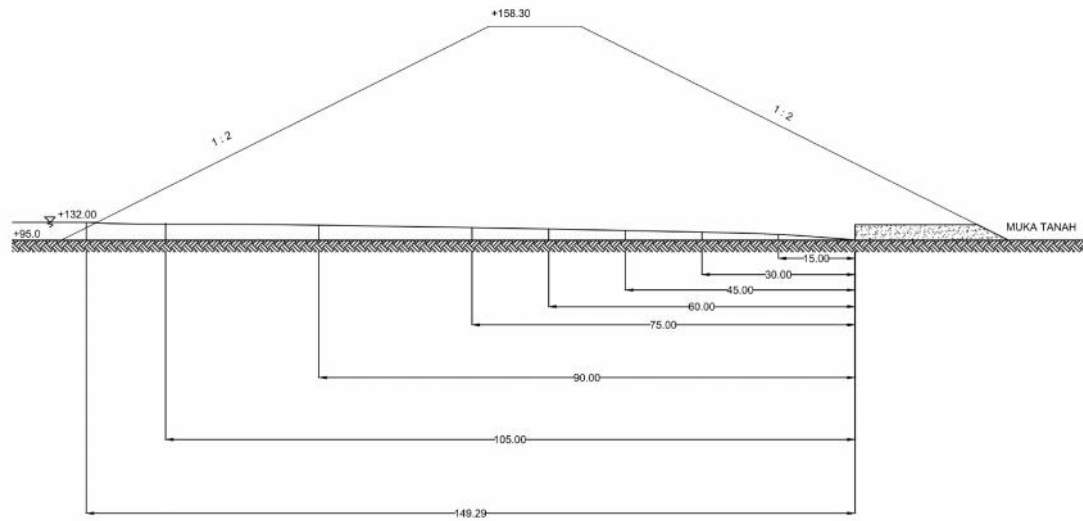
(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.3 Garis Depresi Muka Air Banjir



Gambar 5.4 Garis depresi muka air penuh



Gambar 5.5 Garis depresi muka air mati

5.5. Perhitungan Stabilitas Tubuh Bendungan

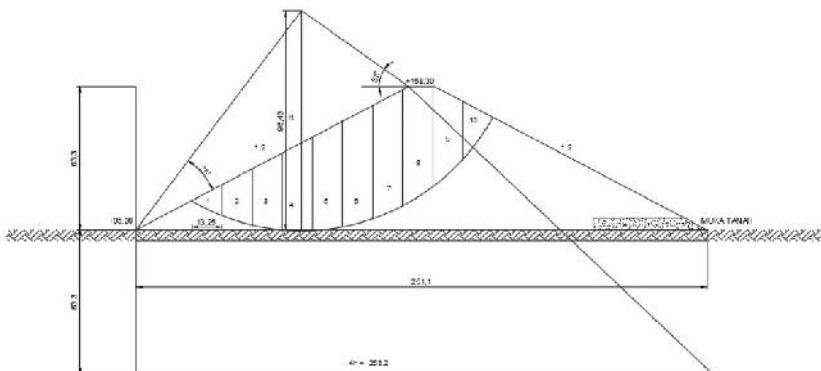
Stabilitas lereng merupakan masalah utama untuk menghindari jebolnya tubuh bendungan. Dalam analisis kestabilan lereng ini akan ditinjau pada beberapa keadaan, yaitu :

- Saat kondisi kosong
- Saat kondisi muka air banjir
- Saat kondisi muka air penuh (setinggi mercu)
- Saat kondisi muka air setinggi *dead storage*

Stabilitas lereng tubuh bendungan urugan menggunakan metode bidang irisan diperlukan untuk mengetahui apakah longsor yang terjadi masih memenuhi angka keamanan yang ditentukan. Kontrol stabilitas ini melingkupi analisa longsor pada keadaan normal dengan angka keamanan $SF > 1,5$ dan keadaan gempa dengan angka keamanan $SF > 1,2$.

Untuk perhitungan stabilitas tubuh bendungan pada tugas akhir ini, bidang longsor dibagi menjadi 10 bagian masing masing dengan lebar 13.252 m seperti pada gambar 5.6 berikut.

Gambar 5.6 Gambar bidang longsor



5.5.1. Pada Saat Muka Air Kosong

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu adalah sebagai berikut ini:

$$\begin{aligned}
 A &= 88.4 \text{ m}^2 \\
 \gamma_t &= 1,916 \text{ t/m}^3 \\
 W &= A \times \gamma_{sat} \\
 &= 88.4 \times 1,916 \\
 &= 169.37 \text{ ton} \\
 \alpha &= -25^\circ \\
 \sin \alpha &= \sin (-25)^\circ = -0.42 \\
 \cos \alpha &= \cos (-25)^\circ = 0,91 \\
 b &= 13.25 \text{ m} \\
 L &= 14.7 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha = 169.37 \times (-0.42) = -71.58 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha = 169.37 \times 0.91 = 153.51 \text{ ton} \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,18 \times (-71.58) \\
 &= -0.13 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,18 \times 153.51 \\
 &= 0.28 \text{ ton} \\
 U &= 0 \text{ (pada urugan tanah tidak mengalami tekanan hidrostatik)} \\
 C \times L &= 7,47 \times 14.77 \\
 &= 109.81 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

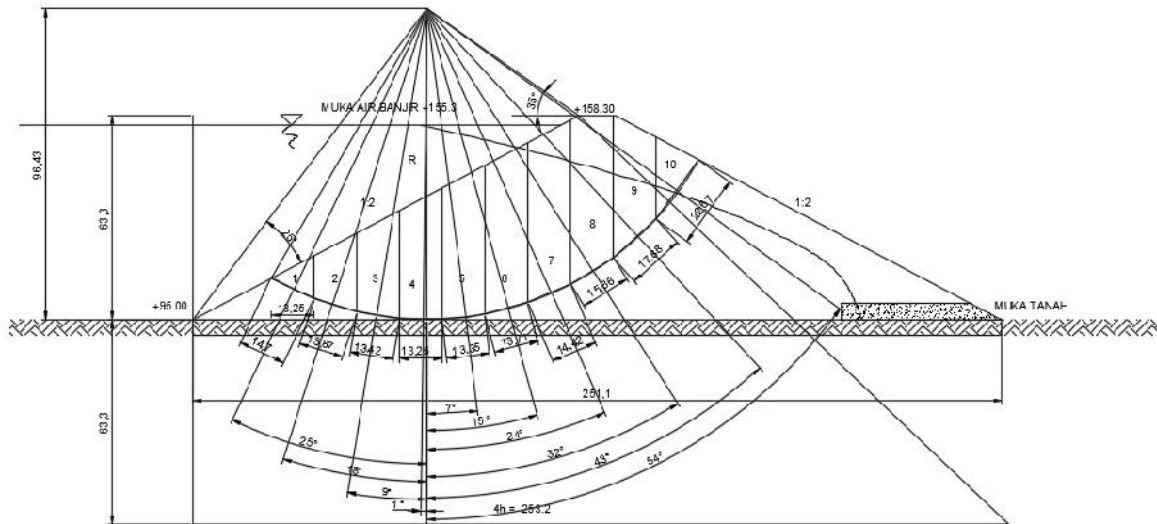
Tabel 5.4. Perhitungan Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Kosong

Irisan	A m ²	g t/m ³	W ton	W _{tot} ton	a	sin a	cos a	b m	L m	T w sin a	N w cos a	Ne e.T	Te e.N	C	C.L
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	88.40	1.92	169.37	169.37	-25.00	-0.42	0.91	13.25	14.70	-71.58	153.51	-0.13	0.28	7.47	109.81
2	251.94	1.92	482.72	482.72	-18.00	-0.31	0.95	13.25	13.87	-149.17	459.09	-0.27	0.83	7.47	103.61
3	385.43	1.92	738.48	738.48	-9.00	-0.16	0.99	13.25	13.42	-115.52	729.39	-0.21	1.31	7.47	100.25
4	493.71	1.92	945.95	945.95	-1.00	-0.02	1.00	13.25	13.25	-16.51	945.80	-0.03	1.70	7.47	98.98
5	577.43	1.92	1106.36	1106.36	7.00	0.12	0.99	13.25	13.35	134.83	1098.11	0.24	1.98	7.47	102.41
6	636.38	1.92	1219.30	1219.30	15.00	0.26	0.97	13.25	13.71	315.58	1177.76	0.57	2.12	7.47	107.72
7	668.27	1.92	1280.41	1280.41	24.00	0.41	0.91	13.25	14.42	520.79	1169.71	0.94	2.11	7.47	116.98
8	639.47	1.92	1225.22	1225.22	32.00	0.53	0.85	13.25	15.66	649.27	1039.05	1.17	1.87	7.47	116.98
9	465.71	1.92	892.30	892.30	42.00	0.67	0.74	13.25	17.88	597.07	663.11	1.07	1.19	7.47	133.56
10	176.56	1.92	338.29	338.29	54.00	0.81	0.59	13.25	22.67	273.68	198.84	0.49	0.36	7.47	169.34
Total										2138.43	7634.37	3.85	13.74	74.70	1159.64

5.5.2. Pada Saat Muka Air Banjir

Tabel 5.5. Perhitungan Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Banjir

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	88.40	1.95	172.38	172.38	-25.00	-0.42	0.91	13.25	14.70	-72.85	156.23	-0.13	0.28	7.47	109.81
2	251.94	1.95	491.28	491.28	-18.00	-0.31	0.95	13.25	13.87	-151.81	467.24	-0.27	0.84	7.47	103.61
3	385.43	1.95	751.59	751.59	-9.00	-0.16	0.99	13.25	13.42	-117.57	742.34	-0.21	1.34	7.47	100.25
4	493.71	1.95	962.73	962.73	-1.00	-0.02	1.00	13.25	13.25	-16.80	962.59	-0.03	1.73	7.47	98.98
5	577.43	1.95	1125.99	1125.99	7.00	0.12	0.99	13.25	13.35	137.22	1117.60	0.25	2.01	7.47	102.41
6	636.38	1.95	1240.94	1240.94	15.00	0.26	0.97	13.25	13.71	321.18	1198.66	0.58	2.16	7.47	107.72
7	568.17	1.95	1107.93	1299.72	24.00	0.41	0.91	13.25	14.42	528.65	1187.36	0.95	2.14	7.47	116.98
7.1	100.10	1.92	191.79												
8	422.61	1.95	824.09	1239.59	32.00	0.53	0.85	13.25	15.66	656.88	1051.23	1.18	1.89	7.47	116.98
8.1	216.86	1.92	415.50												
9	242.71	1.95	473.28	473.28	42.00	0.67	0.74	13.25	17.88	316.69	351.72	0.57	0.63	7.47	133.56
9.1	223.00	1.92	427.27												
10	33.28	1.95	64.90	64.90	54.00	0.81	0.59	13.25	22.67	52.50	38.14	0.09	0.07	7.47	169.34
10.1	143.28	1.92	274.52												
Total										1654.08	7273.10	2.98	13.09	74.70	1159.64



Gambar 5.8. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

5.5.3. Pada Saat Muka Air Penuh

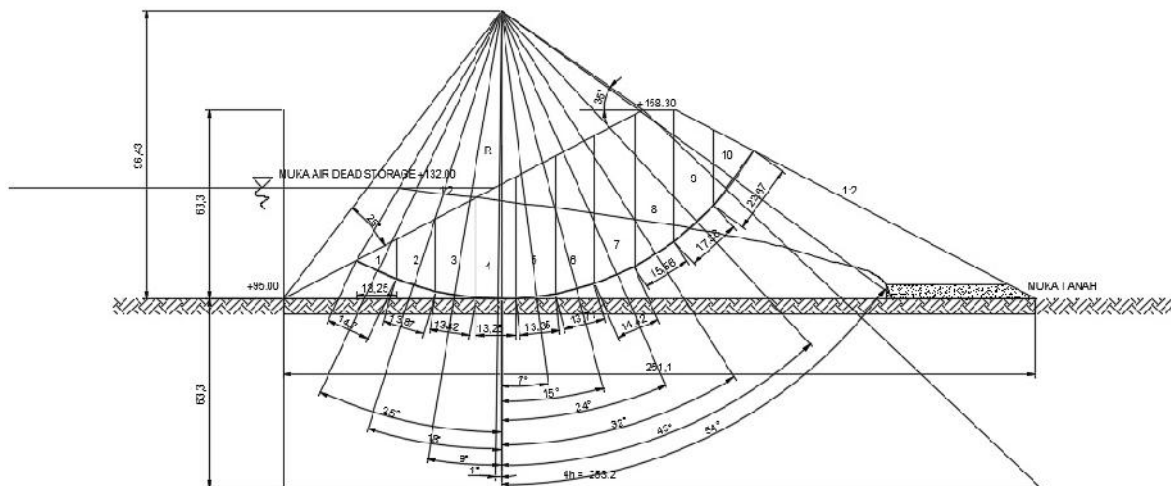
Tabel 5.6. Perhitungan Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi Penuh

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	88.40	1.95	172.38	172.38	-25.00	-0.42	0.91	13.25	14.70	-72.85	156.23	-0.13	0.28	7.47	109.81
2	251.94	1.95	491.28	491.28	-18.00	-0.31	0.95	13.25	13.87	-151.81	467.24	-0.27	0.84	7.47	103.61
3	385.43	1.95	751.59	751.59	-9.00	-0.16	0.99	13.25	13.42	-117.57	742.34	-0.21	1.34	7.47	100.25
4	493.71	1.95	962.73	962.73	-1.00	-0.02	1.00	13.25	13.25	-16.80	962.59	-0.03	1.73	7.47	98.98
5	577.43	1.95	1125.99	1125.99	7.00	0.12	0.99	13.25	13.35	137.22	1117.60	0.25	2.01	7.47	102.41
6	636.38	1.95	1240.94	1240.94	15.00	0.26	0.97	13.25	13.71	321.18	1198.66	0.58	2.16	7.47	107.72
7	519.77	1.95	1013.55	1298.08	24.00	0.41	0.91	13.25	14.42	527.98	1185.85	0.95	2.13	7.47	116.98
7.1	148.50	1.92	284.53												
8	382.67	1.95	746.21	1238.24	32.00	0.53	0.85	13.25	15.66	656.16	1050.08	1.18	1.89	7.47	116.98
8.1	256.80	1.92	492.03												
9	242.71	1.95	473.28	473.28	42.00	0.67	0.74	13.25	17.88	316.69	351.72	0.57	0.63	7.47	133.56
9.1	263.14	1.92	504.18												
10	18.09	1.95	35.28	35.28	54.00	0.81	0.59	13.25	22.67	28.54	20.73	0.05	0.04	7.47	169.34
10.1	158.47	1.92	303.63												
Total										1628.73	7253.03	2.93	13.06	74.70	1159.64

5.5.4. Pada Saat Muka Air dead storage

Tabel 5.7. Perhitungan Gaya Pada Bidang Longsor Kondisi dead storage

Irisan	A m ²	g t/m ³	W ton	W _{tot} ton	a	sin a	cos a	b m	L m	T w sin a	N w cos a	Ne e.T	Te e.N	C	C.L
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	88.40	1.95	172.38	172.38	-25.00	-0.42	0.91	13.25	14.70	-72.85	156.23	-0.13	0.28	7.47	109.81
2	251.94	1.95	491.28	491.28	-18.00	-0.31	0.95	13.25	13.87	-151.81	467.24	-0.27	0.84	7.47	103.61
3	385.43	1.95	751.59	751.59	-9.00	-0.16	0.99	13.25	13.42	-117.57	742.34	-0.21	1.34	7.47	100.25
4	493.71	1.95	962.73	1072.04	-1.00	-0.02	1.00	13.25	13.25	-18.71	1071.88	-0.03	1.93	7.47	98.98
4.1	57.05	1.92	109.31												
5	405.54	1.95	790.80	790.80	7.00	0.12	0.99	13.25	13.35	96.37	784.91	0.17	1.41	7.47	102.41
5.1	171.89	1.92													
6	348.19	1.95	678.97	678.97	15.00	0.26	0.97	13.25	13.71	175.73	655.84	0.32	1.18	7.47	107.72
6.1	288.19	1.92													
7	262.13	1.95	511.15	1289.32	24.00	0.41	0.91	13.25	14.42	524.41	1177.85	0.94	2.12	7.47	116.98
7.1	406.14	1.92	778.16												
8	142.42	1.95	277.72	1230.07	32.00	0.53	0.85	13.25	15.66	651.84	1043.16	1.17	1.88	7.47	116.98
8.1	497.05	1.92	952.35												
9	242.71	1.95	473.28	473.28	42.00	0.67	0.74	13.25	17.88	316.69	351.72	0.57	0.63	7.47	133.56
9.1	449.14	1.92	860.55												
10	176.56	1.95	344.29	344.29	54.00	0.81	0.59	13.25	22.67	278.54	202.37	0.50	0.36	7.47	169.34
Total										1682.63	6653.52	3.03	11.98	74.70	1159.64



Gambar 5.10. Bidang Longsor Kondisi Muka Air dead storage

5.5.5 Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas

langkah selanjutnya adalah menghitung *safety factor* (SF) dari setiap kondisi yang diperhitungkan. Hasil rekapitulasi SF dari setiap kondisi adalah sebagai berikut:

- Kondisi Normal SF > 1.2

$$SF = \frac{\Sigma[C.L + (N - U - NE)\tan \phi]}{\Sigma(T + Te)}$$

- Kondisi Gempa SF > 1.5

$$SF = \frac{\Sigma[C.L + (N - U)\tan \phi]}{\Sigma(T)}$$

Tabel 5.8. Rekapitulasi Perhitungan SF

Kondisi	CL	N	U	Ne	Tan o	T	Te	SF (Normal = 1.2)	SF (Gempa = 1.5)
Kosong	1159.64	7634.37	0.00	3.85	0.47	2138.43	13.74	2.19	2.21
Banjir	1159.64	7273.10	0.00	2.98	0.47	1654.08	13.09	2.73	2.75
Penuh	1159.64	7253.03	0.00	2.93	0.47	1628.73	13.06	2.77	2.79
Dead Storage	1159.64	6653.52	0.00	3.03	0.47	1682.63	11.98	2.51	2.53

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan di atas diketahui bahwa SF yang didapatkan > dari SF min. Sehingga konstruksi timbunan yang dibangun memenuhi syarat kestabilan.

BAB VI

KESIMPULAN

1. Dalam perencanaan Tugas Akhir ini, cakupan layanan pemenuhan kebutuhan akan air baku warga Kota Semarang pada tahun 2040 adalah sebesar 78 %. Meningkat dari pada tahun 2015 sebesar 66%. Dengan jumlah penduduk yang terlayani yaitu sebesar 1.605.309 jiwa dari jumlah penduduk total pada tahun 2040 sebesar 1.829.650 jiwa.
2. Kapasitas Mati Bendungan = $3.672 \times 10^6 \text{ m}^3$
Kapasitas Efektif Bendungan = $18.5172 \times 10^6 \text{ m}^3$
Kapasitas Total bendungan = $22.1892 \times 10^6 \text{ m}^3$
3. Berdasarkan hasil perhitungan, maka didapatkan:
Dimensi Tubuh bendungan :
 - Tipe bendungan = Bendungan tipe urugan
 - Lebar puncak bendungan = 11.1 m
 - Lebar dasar bendungan = 251.1 m
 - Tinggi puncak bendungan = 63.3 m
 - Elevasi puncak bendungan = + 158.3 m
 - Kemiringan lereng hulu = 1 : 2
 - Kemiringan lereng hilir = 1 : 2

Berdasarkan hasil perhitungan diketahui bahwa SF yang didapatkan > dari SF min. Sehingga konstruksi timbunan yang dibangun memenuhi syarat kestabilan.

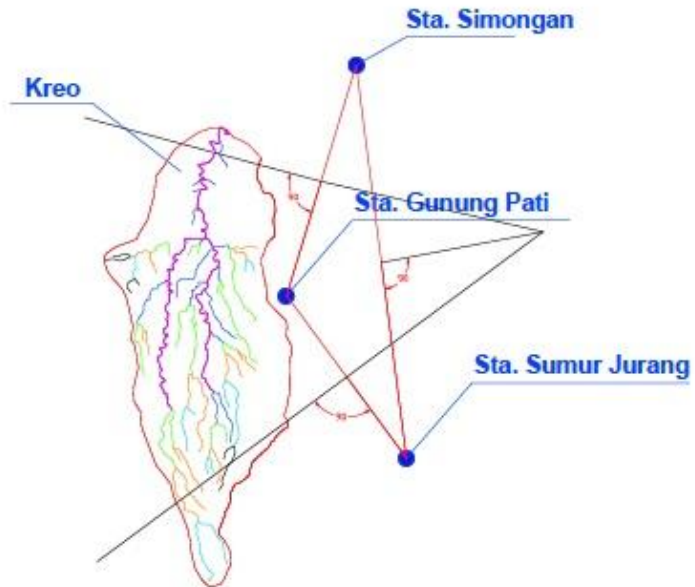
“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Chow, Ven Te. 1989. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga
- Das, B. M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. *Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jakarta: Erlangga
- Ditjen, Cipta Karya. 1998. *Petunjuk Teknis Perencanaan, Pelaksanaan, Pengawasan, Pembangunan dan Pengelolaan Sistem Penyediaan Air Bersih Perdesaan*. Jakarta: Departemen PU
- Pekerjaan Umum, Dirjen. 1986. *Kriteria Perencanaan 02 – Bangunan Utama*. PU
- Soedibyo. 2003. *Teknik Bendungan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1*. Bandung: NOVA
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2*. Bandung: NOVA
- Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2006. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

Lampiran 1. Poligon Thiessen Daerah Aliran Sungai Kreo



No	Stasiun Hujan	Luas Daerah Stasiun hujan (km ²)	Koefisien <i>Thiessen</i> (W)
1	SUMUR JURANG	4.5361	0.09875
2	GUNUNGPATI	40.1226	0.87347
3	SIMONGAN	1.276	0.02778
	LUAS TOTAL	45.9347	1

Lampiran 2. Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Sumur Jurang

NO	TAHUN	CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM BULANAN												R max
		JAN	FEB	MAR	APRL	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEP	OKT	NOV	DES	
1	1996	0	66	53	19	44	11	12	0	47	41	47	0	66
2	1997	135	50	135	21	34	0	0	0	0	0	73	97	135
3	1998	35	65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	65
4	1999	36	82	65	54	22	55	30	20	69	74	56	110	110
5	2000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	65	76	76
6	2001	108	65	77	110	27	65	20	13	25	60	56	80	110
7	2002	185	157	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	185
8	2003	96	98	70	154	40	0	0	8	60	60	31	85	154
9	2004	103	95	95	55	37	9	40	0	30	40	50	50	103
10	2005	50	50	70	50	7	11	10	10	15	30	30	40	70
11	2006	140	40	40	17	20	0	0	0	0	0	9	60	140
12	2007	25	30	35	20	30	20	10	15	5	35	25	35	35
13	2008	19	27	23	20	8	9	0	11	0	0	165	57	165
14	2009	20	25	20	20	20	15	10	10	30	20	35	20	35
15	2010	72	48	121	74	31	11	2	7	22	30	50	35	121
16	2011	51	25	14	31	25	0	5	0	90	23	33	61	90
17	2012	30	30	17	30	35	5	0	0	0	25	20	55	55
18	2013	69	43	63	47	57	57	41	22	15	32	124	35	124
19	2014	72	39	43	48	57	58	40	15	0	48	44	31	72
20	2015	48	37	66	71	61	20	0	4	0	1	79	45	79

Lampiran 3. Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Gunung Pati

NO	TAHUN	CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM BULANAN												R max
		JAN	FEB	MAR	APRL	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEP	OKT	NOV	DES	
1	1996	0	31	0	17	12	0	8	14	15	31	27	0	31
2	1997	74	31	19	14	14	0	0	0	0	0	0	0	74
3	1998	35	79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	79
4	1999	54	50	96	61	25	0	18	14	13	51	57	65	96
5	2000	127	54	125	96	67	53	67	15	45	88	77	71	127
6	2001	87	52	63	50	47	68	21	42	25	48	78	53	87
7	2002	136	57	57	113	38	0	0	0	0	0	0	0	136
8	2003	80	98	151	35	25	13	0	0	52	62	37	83	151
9	2004	147	103	68	25	76	19	13	0	37	26	84	110	147
10	2005	105	56	99	89	47	39	40	0	17	39	85	79	105
11	2006	86	85	44	64	41	3	0	0	0	7	64	174	174
12	2007	90	69	127	65	15	29	0	14	0	17	78	77	127
13	2008	114	76	40	28	58	26	0	24	17	40	75	71	114
14	2009	108	67	59	17	59	65	69	17	9	35	46	48	108
15	2010	80	93	98	165	95	64	25	17	95	75	112	54	165
16	2011	91	68	77	76	48	7	11	0	122	125	200	82	200
17	2012	99	68	56	46	42	21	0	0	0	41	75	65	99
18	2013	77	52	59	59	55	33	26	24	0	0	146	132	146
19	2014	84	148	32	75	49	56	26	25	0	24	36	75	148
20	2015	69	97	106	66	99	19	0	0	0	14	64	43	106

Lampiran 4. Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Simongan

NO	TAHUN	CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM BULANAN												R max
		JAN	FEB	MAR	APRL	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEP	OKT	NOV	DES	
1	1996	0	92	38	106	12	15	34	59	58	88	64	0	106
2	1997	195	32	63	70	70	39	0	0	0	10	20	150	195
3	1998	21	122	43	145	42	57	38	32	76	58	33	87	145
4	1999	51	68	60	90	30	119	32	9	74	64	37	69	119
5	2000	179	70	32	42	148	42	15	44	56	120	203	60	203
6	2001	90	147	100	97	82	92	24	6	64	112	62	52	147
7	2002	82	74	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	82
8	2003	97	69	44	47	39	9	0	0	10	68	78	122	122
9	2004	105	163	58	37	53	23	14	0	39	31	58	63	163
10	2005	50	110	74	11	62	53	16	98	37	121	97	53	121
11	2006	198	94	78	90	38	1	0	0	0	2	108	110	198
12	2007	58	44	83	82	45	0	2	8	0	78	0	162	162
13	2008	164	169	129	46	34	62	0	66	72	99	0	98	169
14	2009	93	216	25	49	61	99	12	24	69	14	87	128	216
15	2010	86	110	80	55	20	55	19	28	58	52	45	92	110
16	2011	80	67	22	79	33	47	40	0	60	17	83	54	83
17	2012	80	55	25	65	30	50	45	0	0	17	70	45	80
18	2013	57	111	95	45	87	88	30	35	6	62	19	36	111
19	2014	97	125	29	30	30	49	93	8	0	30	46	34	125
20	2015	96	177	64	37	67	19	7	12	1	1	42	42	177

BIODATA PENULIS



Penulis, Basudira, lahir di Semarang pada tanggal 5 Juli 1993. Penulis merupakan anak kedua dari dua bersaudara pasangan Bapak Ketut dan Ibu Diani. Penulis memiliki seorang saudara perempuan bernama Paramita. Penulis telah menempuh Pendidikan formal di TK PL Don Bosko, SD PL Don Bosko, SMP PL Domenico Savio, dan SMA Kolese Loyola Semarang. Pada pertengahan tahun 2011 penulis melanjutkan Pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP. 3111 100 122 dan mengambil bidang studi Hidroteknik.

Bagi penulis menempuh pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS merupakan suatu kesempatan yang tidak akan datang untuk kedua kalinya. Setelah menyelesaikan pendidikannya di ITS dan penulis selalu berharap untuk menjadi lulusan yang berkompeten bagi Indonesia. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi melalui email basudira@yahoo.com